



TUGAS AKHIR – RC184803

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG  
APARTEMEN GRAND SUNKONO LAGOON TOWER  
CASPIAN DENGAN MENGGUNAKAN *PERFORMANCE  
BASED DESIGN* DAN *DUAL SYSTEM***

GUFRON FITRIONO  
NRP. 03111540000009

Dosen Pembimbing I  
Prof. Tavo, ST. MT. PhD.

Dosen Pembimbing II  
Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2019





TUGAS AKHIR – RC184803

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG  
APARTEMEN GRAND SUNKONO LAGOON  
TOWER CASPIAN DENGAN MENGGUNAKAN  
*PERFORMANCE BASED DESIGN* DAN *DUAL  
SYSTEM***

GUFRON FITRIONO  
NRP. 03111540000009

Dosen Pembimbing I  
Prof. Tavo, ST. MT. PhD.

Dosen Pembimbing II  
Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2019

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*





FINAL PROJECT – RC184803

***DESIGN OF MODIFICATION OF CASPIAN TOWER,  
GRAND SUNKONO LAGOON APARTMENT BUILDING  
STRUCTURE USING PERFORMANCE BASED DESIGN  
AND DUAL SYSTEM***

GUFRON FITRIONO  
NRP. 03111540000009

Academic Supervisor I :  
Prof. Tavo, ST. MT. PhD.

Academic Supervisor II :  
Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING  
Faculty of Civil, Environmental, and Geo Engineering  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2019

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## LEMBAR PENGESAHAN

### **DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GRAND SUNKONO LAGOON TOWER CASPIAN DENGAN MENGGUNAKAN *PERFORMANCE BASED DESIGN* DAN *DUAL SYSTEM***

#### **TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar  
Sarjana Teknik  
Pada Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

**GUFRON FITRIONO**

NRP. 03111540000009

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D.

2. Harun Al Rasyid, ST. MT. Ph.D.



**Surabaya, Januari 2019**

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG  
APARTEMEN GRAND SUNKONO LAGOON TOWER  
CASPIAN DENGAN MENGGUNAKAN *PERFORMANCE  
BASED DESIGN* DAN *DUAL SYSTEM***

**Nama Mahasiswa** : Gufron Fitriono  
**NRP** : 03111540000009  
**Departemen** : Teknik Sipil FTSLK ITS  
**Dosen Pembimbing** : Prof. Tavio, ST. MT. PhD.  
: Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD.

**ABSTRAK**

Indonesia terletak pada pertemuan 3 lempeng tektonik besar dunia, sehingga menjadikan Indonesia sebagai negara rawan gempa bumi. Peraturan desain bangunan tahan gempa di Indonesia saat ini menggunakan desain berbasis gaya. Dalam perkembangannya, mulai diperkenalkan konsep *Performance Based Design* (PBD) yang memanfaatkan teknik analisa non-linier berbasis komputer dengan mengadopsi perpindahan struktur.

Pada tugas akhir ini, gedung Apartemen Grand Sungkono Lagoon Tower Caspian Surabaya dengan kondisi tanah lunak didesain ulang setinggi 20 lantai dan 1 basement dengan menggunakan struktur *dual system* berdasarkan konsep PBD. Pendekatan PBD yang digunakan untuk menentukan *base shear* desain adalah *Direct Displacement Based Design* (DDBD). Profil perpindahan DDBD direpresentasikan sebagai derajat kebebasan tunggal (*SDOF*) dengan parameter daktilitas dan *equivalent viscous damping*. Untuk memvalidasi hasil desain DDBD, dievaluasi dengan *pushover analysis* dengan ETABS 2016 sehingga dapat diketahui tingkat kinerja berdasarkan FEMA 356 dan FEMA 440.

Dari hasil perhitungan *base shear* dengan pendekatan DDBD didapatkan 6695,31 kN dengan *displacement* rencana 0,682m untuk arah x-x dan 9234.27 kN dengan *displacement* rencana 0,773m untuk arah y-y, dengan level kinerja rencana *Life Safety* (*drift* = 0,02). Nilai target *displacement* hasil *pushover*

*analysis* berdasarkan dokumen FEMA 356 dan FEMA 440 adalah 0.531m, 0.471m untuk arah x-x dan 0.613m, 0.681m untuk arah y-y. Sehingga, kinerja bangunan berada di kategori *Immediate Occupancy* (IO). Dapat disimpulkan bahwa analisis dengan metode DDBD efektif sebagai alternatif desain berbasis gaya.

**Kata Kunci :** *Direct Displacement Based Design, Dual System, Gempa, Performance Based Design, Pushover Analysis*

**DESIGN OF MODIFICATION OF CASPIAN TOWER,  
GRAND SUNKONO LAGOON APARTMENT BUILDING  
STRUCTURE USING PERFORMANCE BASED DESIGN  
AND DUAL SYSTEM**

**Student Name** : Gufron Fitriano  
**NRP** : 03111540000009  
**Department** : Civil Engineering FTSLK ITS  
**Supervisor Lecturer** : Prof. Tavio, ST. MT. PhD.  
: Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD.

**ABSTRACT**

*Indonesia is located at the confluence of 3 major tectonic plates of the world, makes Indonesia prone to disaster, especially earthquake. Today, the regulations for earthquake resistant building designs in Indonesia use force based design. In the development of building design, the concept of performance-based design has now begun, which utilizes computer-based non-linear analysis techniques, this concept adopts structural displacement model.*

*In this final project, the apartment building of the Grand Sungkono Lagoon Apartment, Caspian Tower stands on soft ground in Surabaya and will be redesigned as high as 20 floors and 1 basement using a dual system structure system based on the performance-based design concept. The approach used to determine the design base shear is Direct Displacement Based Design (DDBD). DDBD displacement profile is represented as a single degree of freedom (SDOF) with ductility parameters and equivalent viscous damping. To validate the DDBD design results, it was evaluated by pushover analysis with ETABS 2016 to determine the level performance based on FEMA 356 and FEMA 440.*

*The results of base shear calculation using the DDBD approach are 6695.31kN with displacement of 0.682m for x-x direction; 9234.27 kN with displacement of 0.773m for y-y direction; and performance level of Life Safety plan (drift =0.02).*

*The displacement target value of the pushover analysis based on the FEMA 356, FEMA 440 documents are 0.531m, 0.471m for the x-x direction; 0.613m, 0.681m for the y-y direction. Thus, building performance is in Immediate Occupancy (IO) category. It can be concluded that analysis with DDBD method is as effective as an alternative force based design*

**Keyword :** *Direct Displacement Based Design, Dual System, Earthquake, Performance Based Design, Pushover Analysis*



## KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan atas kehadiran Allah SWT karena berkat rahmat dan hidayah-Nya, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Grand Sungkono Lagoon Tower Caspian dengan Menggunakan *Performance Based Design* dan *Dual System*”.

Tugas Akhir ini merupakan bentuk tanggung jawab penulis sebagai syarat untuk memenuhi gelar sarjana teknik pada Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Penyusunan Tugas Akhir ini tidak lepas dari bantuan berbagai pihak yang telah membantu terselesaikannya tugas akhir ini. Pada kesempatan ini penulis mengucapkan terima kasih dan rasa hormat kepada pihak-pihak yang telah membantu, khususnya yaitu :

1. Kedua orang tua, Ibu Sri Utari, dan Bapak Sugiono(Alm), kakak Giri Eko Setyomukti, serta keluarga besar yang telah mendidik dan dengan sabar mendukung penulis sehingga meraih capaian sekarang ini.
2. Bapak Prof. Tawio, ST. MT. PhD. dan Bapak Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD., selaku dosen pembimbing yang telah membimbing penulis dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Bapak/ Ibu dosen yang telah memberikan ilmu mengenai teknik sipil serta seluruh dosen dan karyawan Departemen Teknik Sipil ITS yang telah memberikan ilmu dan bimbingan selama menjalani perkuliahan di Teknik Sipil ITS.
4. Teman-teman Teknik Sipil 2015 (S58) dan teman seperjuangan Tugas Akhir bidang struktur yang telah membantu dalam pengerjaan dan diskusi mengenai Tugas Akhir.

5. Teman-teman dari kota asal ITS Ponorogo 2015 dan teman kontrakan yang telah berjuang bersama-sama sejak mulai menjalani awal kuliah di Surabaya.
6. Kakak maupun adik tingkat, dan seluruh Mahasiswa Teknik Sipil ITS yang telah memberikan semangat dalam menyelesaikan Tugas Akhir.
7. Semua pihak yang selalu memberi dukungan untuk penulis selama perkuliahan ini, semoga jasa dan bantuannya dibalas pula kebaikan oleh Allah SWT.

Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan Tugas Akhir ini. Akhir kata penulis mengharapkan semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi semua pihak, khususnya civitas akademika Teknik Sipil ITS.

Surabaya, Januari 2019

Penulis

## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
LEMBAR PENGESAHAN.....	v
ABSTRAK .....	vii
KATA PENGANTAR.....	xi
DAFTAR ISI .....	xiii
DAFTAR GAMBAR .....	xxi
DAFTAR TABEL .....	xxvi
BAB I PENDAHULUAN .....	1
1.1    Latar Belakang .....	1
1.2    Perumusan Masalah.....	3
1.3    Tujuan.....	4
1.4    Batasan Masalah.....	4
1.5    Manfaat.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1    Umum.....	7
2.2    Beton Bertulang.....	8
2.2.1    Kuat Tekan .....	8
2.2.2    Kuat Tarik.....	9
2.2.3    Kuat Geser .....	9
2.2.4    Modulus Elastisitas.....	9
2.2.5    Rangkak.....	9
2.2.6    Susut .....	10
2.3    Dinding Struktural .....	10

2.3.1	Elemen Struktur Dinding Geser .....	11
2.3.2	Perilaku Struktur <i>Dual System</i> .....	12
2.3.2.1	Perilaku Struktur Rangka Kaku.....	12
2.3.2.2	Perilaku Dinding Geser .....	14
2.3.2.3	Perilaku Struktur Rangka-Dinding Geser ( <i>Dual System</i> )	15
2.4	Kinerja Struktur .....	16
2.4.1	Kinerja Menurut ATC 40 .....	17
2.4.2	Kinerja Menurut FEMA 356 .....	19
2.5	Metode <i>Direct Displacement Based Design</i> .....	20
2.6	Beban Gempa Sesuai SNI 1726 2012 .....	22
2.6.1	Kategori Resiko Bangunan.....	22
2.6.2	Faktor Keutamaan Gempa.....	22
2.6.3	Parameter Percepatan Gempa.....	22
2.6.4	Klasifikasi Tanah.....	23
2.6.5	Faktor Koefisien Situs .....	25
2.6.6	Respon Spektrum Desain .....	26
2.6.7	Kategori Desain Seismik ( $K_{DS}$ ) .....	27
2.6.8	Sistem Penahan Gaya Seismik .....	28
2.7	Analisis Statik Non-Linier Beban Dorong ( <i>Pushover Analysis</i> ).....	32
2.7.1	Distribusi Sendi Plastis.....	32
2.7.2	Plastic Hinges Properties.....	34
2.8	Target Perpindahan ( <i>Performance Point</i> ) .....	36
2.8.1	Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40) .....	36
2.8.2	Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356).....	38

2.8.3	Metoda Koefisien Perpindahan Yang Diperbaiki (FEMA 440) .....	41
BAB III METODOLOGI .....		43
3.1.	Studi Literatur dan Pengumpulan Data .....	45
3.1.1	Studi Literatur.....	45
3.1.2	Pengumpulan Data .....	45
3.2	Preliminary Design.....	46
3.2.1	Desain Dimensi Kolom .....	46
3.2.2	Desain Dimensi Balok Primer .....	47
3.2.3	Desain Dimensi <i>Shearwall</i> .....	47
3.3	Desain Struktur Sekunder.....	47
3.3.1	Desain Dimensi Pelat Lantai .....	48
3.3.2	Desain Balok Sekunder .....	50
3.3.3	Desain Tangga.....	50
3.3.4	Desain Lift.....	50
3.4	Pembebanan Struktur .....	51
3.5	Penentuan Kinerja Bangunan .....	52
3.6	Perhitungan Base Shear dengan DDBD .....	52
3.7	Permodelan dan Analisa Struktur ETABS v2016 .....	64
3.8	Kontrol Desain .....	65
3.8.1	Kontrol Partisipasi Massa.....	65
3.8.2	Kontrol Nilai Akhir Respons Spektrum .....	65
3.8.3	Kontrol Simpangan Antar Tingkat .....	65
3.9	Perhitungan Tulangan sesuai SNI 2847:2013 .....	66
3.10	Analisa Pushover.....	67
3.11	Evaluasi Kinerja .....	69

3.12	Desain Basement .....	69
3.13	Desain Fondasi .....	72
3.13.1	Daya Dukung Tanah.....	73
3.13.2	Desain Poer.....	73
3.14	Penggambaran Hasil Desain.....	79
BAB IV PRELIMINARY DESIGN.....		81
4.1	Data Desain .....	81
4.2	Preliminary Design Balok .....	81
4.3	Preliminary Design Pelat.....	83
4.4	Preliminary Kolom.....	87
4.5	Preliminary Dinding Geser.....	91
BAB V DESAIN STRUKTUR SEKUNDER.....		93
5.1	Desain Pelat.....	93
5.1.1	Data Desain .....	93
5.1.2	Pembebanan Pelat Lantai .....	93
5.1.3	Perhitungan Tulangan Pelat Lantai .....	95
5.2	Perencanaan Balok Sekunder .....	98
5.2.1	Data Perencanaan Balok Sekunder.....	99
5.2.2	Pembebanan Balok sekunder.....	99
5.2.3	Tulangan Lentur Balok Sekunder (B2-60/40) ...	101
5.2.4	Perhitungan Tulangan Geser .....	104
5.3	Desain Tangga.....	106
5.3.1	Data Desain Tangga .....	107
5.3.2	Pembebanan Tangga.....	108
5.3.3	Perhitungan Tulangan Tangga.....	112

5.3.3	Perhitungan Tulangan Bordes Tangga .....	115
5.4	Desain Balok Lift .....	118
5.4.1	Data Perencanaan Balok Lift .....	118
5.4.2	Pembebanan Balok Lift .....	119
5.4.3	Perhitungan Tulangan Balok Lift .....	122
<b>BAB VI ANALISA STRUKTUR .....</b>		<b>125</b>
6.1	Pembebanan Struktur .....	125
6.1.1	Beban Mati .....	125
6.1.2	Beban Hidup.....	126
6.2	Respon Gempa Elastis (SNI 1726 2017).....	126
6.3	Perhitungan Base Shear dengan DDBD .....	129
6.3.1	Perhitungan Berat Bangunan.....	129
6.3.2	Perhitungan Base Shear Arah y-y.....	136
6.3.3	Perhitungan Base Shear Arah x-x.....	148
6.4	Pemodelan dan Analisa Struktur Dengan ETABS ....	158
6.4.1	Kontrol Partisipasi Massa.....	158
6.4.2	Kontrol Dual System .....	160
6.4.3	Kontrol Berat Struktur.....	161
6.4.4	Kontrol Vstatik dan Vdinamik .....	161
6.4.5	Chek Base Shear.....	163
6.4.6	Kontrol Simpangan.....	163
6.4.7	Pengaruh P-Delta.....	165
<b>BAB VII DESAIN STRUKTUR UTAMA.....</b>		<b>169</b>
7.1	Umum.....	169
7.2	Desain Balok Primer .....	169

7.2.1	Output Gaya Dalam.....	171
7.2.2	Tulangan Longitudinal Balok Primer .....	173
7.2.3	Tulangan Transversal Balok Primer .....	177
7.2.4	Panjang Penyaluran Tulangan Balok Primer .....	184
7.3	Desain Kolom.....	186
7.3.1	Tulangan Longitudinal Kolom .....	187
7.3.2.	Tulangan Trasversal Kolom .....	196
7.3.3	Sambungan Lewatan Kolom .....	203
7.4	Hubungan Balok Kolom.....	204
7.5	Desain Dinding Geser .....	207
7.5.1	Data Desain .....	207
7.5.2	Tulangan Transversal Untuk Menahan Geser ...	208
7.5.3	Tulangan Longitudinal Penahan Kombinasi Beban Aksial Dan Lentur .....	211
7.5.4	Kebutuhan Elemen Pembatas Khusus .....	212
7.5.5	Rekapitulasi Perhitungan Dinding Geser .....	214
7.5.6	Desain Balok Kopel ( <i>Couple Beam</i> ) .....	215
BAB VIII EVALUASI KINERJA .....		221
8.1	Analisa Pushover .....	221
8.2	Kurva Kapasitas .....	222
8.2.1	Kurva Kapasitas Arah Y-Y .....	223
8.2.2	Kurva Kapasitas Arah X-X .....	226
8.3	Evaluasi Kinerja Struktur .....	228
8.3.1	Metode FEMA 440.....	228
8.3.1	Metode FEMA 356.....	229
8.3.2	Perbandingan <i>Drift</i> Dan <i>Displacement</i> .....	231



8.4	Resume Desain dan Analisis .....	235
BAB IX DESAIN FONDASI.....		237
9.1	Spesifikasi Tiang Pancang.....	237
9.2	Data Tanah .....	238
9.3	Hasil Analisa Struktur .....	239
9.4	Daya Dukung Fondasi .....	241
9.4.1	Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang.....	241
9.4.2	Pengaturan Jarak Antar Tiang Pancang.....	244
9.4.3	Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang .....	245
9.4.5	Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral 250	
9.5	Desain Poer pada Kolom.....	253
9.5.1	Kontrol Geser Pons .....	254
9.5.2	Penulangan Poer .....	256
9.6	Desain Sloof Fondasi.....	261
9.7	Desain Pelat Dasar Basement.....	265
9.7.1	Akibat Gaya Uplift .....	265
9.7.2	Akibat Beban Parkir Basement .....	265
9.8	Dinding Penahan Tanah .....	270
BAB X KESIMPULAN .....		277
10.1	Kesimpulan.....	277
10.2	Saran.....	278
DAFTAR PUSTAKA.....		279
LAMPIRAN .....		281

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Dinding Geser Beton Bertulang pada Bangunan....	11
Gambar 2. 2 Respons lenturan balok dan kolom.....	13
Gambar 2. 3 Simpangan pada struktur rangka kaku.....	14
Gambar 2. 4 Superimpos mode individu dari deformasi.....	16
Gambar 2. 5 Performance Level ATC-40 .....	17
Gambar 2. 6 <i>Performance Level</i> FEMA.....	19
Gambar 2. 7 Konsep <i>Direct Displacement Based Design</i> .....	21
Gambar 2. 8 Percepatan batuan dasar perioda 0,2 detik (SS).....	23
Gambar 2. 9 Percepatan batuan dasar perioda 1,0 detik ( $S_1$ ) .....	23
Gambar 2. 10 Spektrum Respon Desain .....	27
Gambar 2. 11 Mekanisme Sendi Plastis dengan <i>Pushover</i> .....	33
Gambar 2. 12 Kurva Hubungan Gaya dan Perpindahan serta Karakteristik Sendi Plastis.....	34
Gambar 2. 13 Posisi Sumbu lokal Balok Struktur pada Program	35
Gambar 2. 14 Posisi Sumbu lokal Kolom Struktur pada Program .....	35
Gambar 2. 15 Sendi plastis yang terjadi pada balok dan kolom..	36
Gambar 2. 16 Kurva Kapasitas.....	37
Gambar 2. 17 Kurva Spektrum Tradisional dan ADRS .....	37
Gambar 2. 18 <i>Performance Point</i> pada Metode Spektrum Kapasitas (ATC-40) .....	38
Gambar 2. 19 Perilaku Pasca Leleh Struktur (FEMA 356).....	40
Gambar 2. 20 Skematik Prosedur Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356) .....	40
 Gambar 3. 1 Diagram Alir Penulisan Tugas Akhir .....	 44
Gambar 3. 2 Sketsa Arah Bentang Pelat .....	48
Gambar 3. 3 Diagram Alir Penentuan <i>Base Shear</i> untuk Dual System dengan DDBD .....	53
Gambar 3. 4 Tinggi Dinding Contraflexure Berdasarkan Proporsi Gaya Geser Dan Momen Overtuning Relatif .....	55
Gambar 3. 5 Plastic Deformation pada Dinding Kantilever.....	57

Gambar 3. 6 Respons Spektrum Desain dan Spectra Displacement .....	62
Gambar 3. 7 Penentuan Simpangan Antar Tingkat .....	66
Gambar 3. 8 Tekanan Tanah Aktif Tanah Kohesif pada Dinding .....	71
Gambar 3. 9 Tekanan Tanah Pasif Tanah Kohesif pada Dinding	72
Gambar 3. 10 Sketsa PileCap .....	74
Gambar 3. 11 Kasus Gaya Geser Satu Arah.....	75
Gambar 3. 12 Kasus c, penggunaan interpolasi .....	76
Gambar 3. 13 Penentuan luas pengaruh geser.....	77
Gambar 3. 14 Daerah Terbebani $A_1$ (SNI 2847:2013) .....	78
Gambar 3. 15 Daerah Terbebani $A_2$ (SNI 2847:2013) .....	78
 Gambar 4. 1 Denah Pelat Lantai 2 Arah S02 .....	83
Gambar 4. 2 Ilustrasi Dimensi Balok Pelat .....	84
Gambar 4. 3 Denah Pelat 1 Arah S03 .....	86
Gambar 4. 4 Lokasi Kolom K1 .....	87
 Gambar 5. 1 Rencana Balok Sekunder Lantai.....	99
Gambar 5. 2 Gaya Dalam Pada Balok Sekunder.....	100
Gambar 5. 3 Potongan Tangga .....	106
Gambar 5. 4 Denah Tangga.....	107
Gambar 5. 5 Pembebanan Struktur Tangga.....	109
Gambar 5. 6 Reaksi Perletakkan Pemodelan Tangga.....	110
Gambar 5. 7 Gaya Momen Tangga .....	112
Gambar 5. 8 Gaya Lintang Tangga .....	112
Gambar 5. 9 Denah Lift.....	119
Gambar 5. 10 Potongan Lift.....	119
Gambar 5. 11 Pemodelan Balok Lift.....	121
Gambar 5. 12 Gaya Momen Balok Lift.....	121
Gambar 5. 13 Gaya Geser Balok Lift.....	122
 Gambar 6. 1 Elastic Respons Spektrum Desain Wilayah Surabaya .....	128
Gambar 6. 2 Distribusi Gaya Geser dan <i>Overtuning Moment</i> .	139

Gambar 6. 3 Respons Spektrum Desain & Spectra Displacement .....	146
Gambar 6. 4 Faktor Reduksi Peningkatan Mode.....	149
Gambar 6. 5 Respons Spektrum Desain & Spectra Displacement .....	156
Gambar 6. 6 Pemodelan Struktur Dengan ETABS .....	158
Gambar 6. 7 Batas Simpangan Gedung.....	163
 Gambar 7. 1 Denah Lokasi B1 75/50 .....	 170
Gambar 7. 2 Momen Envelope Balok B1 .....	171
Gambar 7. 3 Gaya Geser Gravitasi (1,2D+1,6L) Balok B1 .....	172
Gambar 7. 4 Penampang Balok-T B1 Tumpuan .....	176
Gambar 7. 5 Gaya Geser Desain $V_e$ Pada Balok B1 Akibat Goyangan Kiri .....	178
Gambar 7. 6 Panjang Penyaluran Pada Kait.....	186
Gambar 7. 7 Kolom K1 yang Ditinjau .....	187
Gambar 7. 8 Output Program Bantu SPColumn arah y-y .....	189
Gambar 7. 9 Output Program Bantu SPColumn arah x-x .....	189
Gambar 7. 10 Mekanisme SCWB kolom K1 .....	191
Gambar 7. 11 Diagram Interaksi kolom K1-C13 arah x-x Atas .....	193
Gambar 7. 12 Hasil Interaksi kolom K1-C13 arah x-x Atas .....	193
Gambar 7. 13 Penampang Balok-T B1 Tumpuan .....	194
Gambar 7. 14 Gaya Geser Desain untuk Kolom .....	199
Gambar 7. 15 Nilai $M_{pr}$ Kolom Ujung Bawah arah x-x .....	200
Gambar 7. 16 Kekuatan Geser Perlu Maksimum ETABS .....	201
Gambar 7. 17 Skema Geser Yang Terjadi Di Joint .....	205
Gambar 7. 18 Diagram Interaksi P-M <i>Shearwall</i> .....	211
Gambar 7. 19 <i>Result Shearwall</i> dengan SpColumn .....	212
Gambar 7. 20 Balok kopel dengan tulangan yang diorientasikan secara diagonal .....	216
Gambar 7. 21 Penampang <i>Couple Beam</i> .....	220
 Gambar 8. 1 <i>Input Static Non Linier Case Gravity</i> .....	 221
Gambar 8. 2 <i>Input Static Non Linier Case Pushover</i> .....	222
Gambar 8. 3 Tingkatan Plastifikasi Sendi Plastis.....	223

Gambar 8. 4 <i>Push y</i> pada <i>Step 8</i> .....	225
Gambar 8. 5 <i>Push y</i> pada <i>Step 9</i> .....	225
Gambar 8. 6 Kurva Kapasitas Arah Y-Y.....	226
Gambar 8. 7 <i>Push x</i> pada <i>Step 4</i> .....	227
Gambar 8. 8 <i>Push x</i> pada <i>Step 5</i> .....	227
Gambar 8. 9 <i>Performance Point</i> Arah X-X Metode FEMA 440 .....	228
Gambar 8. 10 <i>Performance Point</i> Arah Y-Y Metode FEMA 440 .....	229
Gambar 8. 11 <i>Performance Point</i> Arah X-X Metode FEMA 356 .....	230
Gambar 8. 12 <i>Performance Point</i> Arah Y-Y Metode FEMA 356 .....	230
Gambar 8. 13 (a) Perbandingan <i>Drift</i> (b) Perbandingan <i>Displacement Profile</i> (arah y-y) .....	234
Gambar 8. 14 (a) Perbandingan <i>Drift</i> (b) Perbandingan <i>Displacement Profile</i> (arah x-x) .....	234
 Gambar 8. 1 <i>Input Static Non Linier Case Gravity</i> .....	221
Gambar 8. 2 <i>Input Static Non Linier Case Pushover</i> .....	222
Gambar 8. 3 Tingkatan Plastifikasi Sendi Plastis.....	223
Gambar 8. 4 <i>Push y</i> pada <i>Step 8</i> .....	225
Gambar 8. 5 <i>Push y</i> pada <i>Step 9</i> .....	225
Gambar 8. 6 Kurva Kapasitas Arah Y-Y.....	226
Gambar 8. 7 <i>Push x</i> pada <i>Step 4</i> .....	227
Gambar 8. 8 <i>Push x</i> pada <i>Step 5</i> .....	227
Gambar 8. 9 <i>Performance Point</i> Arah X-X Metode FEMA 440 .....	228
Gambar 8. 10 <i>Performance Point</i> Arah Y-Y Metode FEMA 440 .....	229
Gambar 8. 11 <i>Performance Point</i> Arah X-X Metode FEMA 356 .....	230
Gambar 8. 12 <i>Performance Point</i> Arah Y-Y Metode FEMA 356 .....	230

Gambar 8. 13 (a) Perbandingan <i>Drift</i> (b) Perbandingan <i>Displacement Profile</i> (arah y-y) .....	234
Gambar 8. 14 (a) Perbandingan <i>Drift</i> (b) Perbandingan <i>Displacement Profile</i> (arah x-x) .....	234
Gambar 9. 1 Denah Titik Boring dan Sondir .....	238
Gambar 9. 2 Macam Konfigurasi Tiang Pancang Kolom .....	246
Gambar 9. 3 Tiang Grup untuk ShearWall.....	247
Gambar 9. 4 Diagram Gaya Lateral Tiang .....	250
Gambar 9. 5 Koefisien variasi (f) untuk tiang pancang.....	251
Gambar 9. 6 Grafik Pengaruh Lateral Load terhadap Defleksi .....	252
Gambar 9. 7 Grafik Pengaruh Lateral Load terhadap Momen .....	253
Gambar 9. 8 Pembebanan Poer Arah Sumbu X .....	257
Gambar 9. 9 Pembebanan Poer Arah Sumbu Y .....	259
Gambar 9. 10 Output spColumn untuk balok sloof.....	264
Gambar 9. 11 Penulangan Pelat Basement.....	270
Gambar 9. 12 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah .....	270
Gambar 9. 13 Sketsa Behan Dinding Penahan Tanah.....	272
Gambar 9. 14 <i>Shearkey</i> .....	273
Gambar 9. 15 Penulangan Dinding Penahan Tanah.....	276

## DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Tingkat Kinerja Struktur ATC-40 .....	19
Tabel 2. 2 Faktor Keutamaan Gempa.....	22
Tabel 2. 3 Klasifikasi Situs Tanah.....	24
Tabel 2. 4 Koefisien Situs, $F_a$ .....	25
Tabel 2. 5 Koefisien Situs, $F_v$ .....	26
Tabel 2. 6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter .....	28
Tabel 2. 7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter .....	28
Tabel 2. 8 Faktor R, Cd dan $\Omega_0$ Sistem Penahan Gaya Gempa ..	29
Tabel 2. 9 Kutipan data FEMA 356 .....	42
Tabel 3. 1 Persyaratan Tebal Pelat Satu Arah dan Balok Bila Lendutan Tidak Dihitung .....	49
Tabel 3. 2 Persyaratan Tebal Pelat Tanpa Balok Interior Bila Lendutan Tidak Dihitung .....	49
Tabel 3. 3 Simpangan Antar Tingkat Izin .....	66
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Balok .....	82
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Preliminary Desain Pelat .....	87
Tabel 4. 3 Beban Mati Kolom .....	89
Tabel 4. 4 Beban Hidup Kolom.....	90
Tabel 4. 5 Rekapitulasi Dimensi Kolom .....	91
Tabel 5. 1 Rekapitulasi Tulangan Pelat Lantai S01 .....	98
Tabel 5. 2 Rekapitulasi Tulangan Pelat Atap .....	98
Tabel 5. 3 Penulangan Lentur Balok Sekunder B2-60/40 .....	103
Tabel 5. 4 Rekapitulasi Penulangan Lentur Balok Sekunder ....	105
Tabel 5. 5 Rekapitulasi Penulangan Geser Balok Sekunder .....	106
Tabel 5. 6 Pembebanan Pada Pelat Tangga.....	108
Tabel 5. 7 Pembebanan Pada Bordes .....	109
Tabel 5. 8 Spesifikasi Mesin Lift Sigma .....	118
Tabel 6. 1 Penentuan Klasifikasi Situs .....	127
Tabel 6. 2 Percepatan Respon Spektra .....	128



Tabel 6. 3 Beban Hidup Lantai G - 20 .....	129
Tabel 6. 4 Beban Hidup Lantai Atap.....	129
Tabel 6. 5 Beban Mati Lantai G .....	130
Tabel 6. 6 Beban Mati Lantai 2 – Lantai 4.....	131
Tabel 6. 7 Beban Mati Lantai 5-11 .....	132
Tabel 6. 8 Beban Mati Lantai 12-19.....	133
Tabel 6. 9 Beban Mati Lantai 20 .....	134
Tabel 6. 10 Beban Mati Lantai Atap .....	135
Tabel 6. 11 Berat Seismik Efektif .....	136
Tabel 6. 12 Perhitungan <i>Overtuning Moment</i> .....	137
Tabel 6. 13 Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Arah y-y	141
Tabel 6. 14 Perhitungan Spektra Displacement Redaman .....	144
Tabel 6. 15 Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah y-y.....	147
Tabel 6. 16 Perhitungan Profil Perpindahan Arah x-x .....	150
Tabel 6. 17 Perhitungan Spektra Displacement Redaman .....	155
Tabel 6. 18 Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah x-x.....	157
Tabel 6. 19 Partisipasi Massa Bangunan.....	159
Tabel 6. 20 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser.....	160
Tabel 6. 21 Kontrol Berat Struktur.....	161
Tabel 6. 22 <i>Base Shear</i> pada Tiap Arah .....	162
Tabel 6. 23 Kontrol Base Shear.....	163
Tabel 6. 24 Kontrol Simpangan Arah X-X .....	164
Tabel 6. 25 Kontrol Simpangan Arah Y-Y .....	165
Tabel 6. 26 Kontrol P-Delta Arah X .....	166
Tabel 6. 27 Kontrol P-Delta Arah Y .....	167
Tabel 7. 1 Gaya Geser Balok B1 di Muka Kolom .....	181
Tabel 7. 2 Tulangan Lentur Balok B1 .....	183
Tabel 7. 3 Tulangan Balok B3-75/50 .....	184
Tabel 7. 4 Tulangan Balok B4-60/40 .....	184
Tabel 7. 5 Gaya Dalam Kolom K1 .....	187
Tabel 7. 6 Rekapitulasi Kontrol Dimensi Kolom .....	188
Tabel 7. 7 Rekapitulasi Penulangan Lentur.....	190
Tabel 7. 8 Rekapitulasi Perhitungan Spasi Tulangan Kolom....	190
Tabel 7. 9 Gaya Dalam Kolom K1-C13 pada HBK Lantai 1 ....	192

Tabel 7. 10 Perhitungan $M_{nc}$ pada Joint .....	194
Tabel 7. 11 Perhitungan $M_{nb}$ pada Joint Kolom K1 HBK .....	196
Tabel 7. 12 Rekapitulasi Spasi Maksimum Hoop sendi plastis. ....	197
Tabel 7. 13 Rekapitulasi Spasi Tulangan Confinement .....	198
Tabel 7. 14 Perhitungan $M_{pr}$ pada Kolom K1 .....	200
Tabel 7. 15 Rekapitulasi Tulangan Transversal .....	203
Tabel 7. 16 Rekapitulasi Panjang Lewatan .....	204
Tabel 7. 17 Tulangan Dinding Geser Pier 2,5 (7 meter) .....	214
Tabel 7. 18 Tulangan Dinding Geser Pier 1,3,4,6 (4,5 meter) ..	215
Tabel 7. 19 Output Spandrel S1 Lantai 4 .....	217
Tabel 8. 1 <i>Output</i> Beban Dorong Arah X-X .....	224
Tabel 8. 2 <i>Output</i> Beban Dorong Arah X-X .....	226
Tabel 8. 3 Perbandingan Nilai Drift Dan Displacement Arah y-y .....	232
Tabel 8. 4 Perbandingan Nilai Drift Dan Displacement Arah x-x .....	233
Tabel 8. 5 Evaluasi Hasil Desain Arah y-y .....	236
Tabel 8. 6 Evaluasi Hasil Desain Arah x-x .....	236
Tabel 9. 1 <i>Joint Reaction</i> Kolom pada <i>Base</i> .....	240
Tabel 9. 2 Rekomendasi Parameter Tanah (PT LAPI ITB) .....	241
Tabel 9. 3 Data Tanah Kedalaman 0 – 2,5 m .....	242
Tabel 9. 4 Nilai N Terkoreksi N1 dan N2 .....	243
Tabel 9. 5 Letak Denah Fondasi.....	246
Tabel 9. 6 Rencana Jumlah dan Kedalaman Fondasi Kolom....	248
Tabel 9. 7 Penulangan Pilecap .....	261
Tabel 9. 8 Rekapitulasi Penulangan Pelat .....	269
Tabel 9. 9 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah.....	272

”

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Indonesia terletak pada pertemuan 3 lempeng tektonik besar dunia, yaitu lempeng Eurasia, Pasifik dan Indo-Australia. Kondisi letak geografis memberikan Indonesia potensi sumber daya alam yang sangat melimpah, namun di satu sisi juga menjadikan Indonesia sebagai negara yang sangat rawan bencana, khususnya gempa bumi. Data informasi bencana Badan Meteorologi, Klimatologi, dan Geofisika (BMKG) edisi 2018 mencatat 6116 kejadian gempa bumi terjadi di Indonesia dalam kurun periode Januari - Desember 2017. Gempa bumi tidak dapat diprediksi dan dapat menimbulkan kerugian. Masalah yang ditimbulkan akibat gempa bumi tersebut sangatlah kompleks, baik dari segi materiil, fisik dan psikologis korban. Karena itu perlu dilakukan tindakan pencegahan dengan cara membuat desain struktur bangunan tahan gempa untuk dapat menahan serta meminimalisir kerusakan akibat gempa.

Seiring dengan semakin berkembangnya teknologi konstruksi di Indonesia ditandai dengan semakin banyak tumbuh dan berkembangnya jumlah pembangunan gedung bertingkat tinggi, khususnya pada daerah kota-kota besar di Indonesia. Hal ini disebabkan oleh berkurangnya lahan yang tersedia, mahalnya lahan kosong di daerah pusat kota dan melonjaknya angka pertumbuhan penduduk di Indonesia. Kondisi tersebut menuntut para praktisi di bidang konstruksi untuk memiliki ketrampilan dalam hal desain gedung bertingkat tinggi, karena dengan semakin tinggi suatu struktur, semakin rawan struktur tersebut terhadap gaya gempa bumi. Seiring dengan meningkatnya tuntutan akan keamanan dan keselamatan bangunan terhadap gempa tersebut, para ahli strukturpun mulai menyadari bahwa keamanan dan keselamatan bangunan tidak hanya tergantung pada tingkat kekuatan saja melainkan juga pada tingkat deformasi dan kinerja (*performance*) struktur.

Kebutuhan akan bangunan tahan gempa merupakan sebuah hal yang harus terpenuhi, khususnya untuk daerah dengan tingkat kerawanan gempa tinggi seperti di Indonesia. Berdasarkan pengalaman yang telah terjadi, keruntuhan bangunan akibat bencana gempa bumi menelan korban jiwa dalam jumlah yang cukup besar. Oleh karena itu, bangunan harus direncanakan untuk dapat memberikan kinerja minimal *life safety*, di mana bangunan diperbolehkan mengalami kerusakan namun tidak mengalami keruntuhan. Dengan demikian, kemungkinan timbulnya korban jiwa dapat diminimalisasi (Arifin dkk, 2015).

Saat ini, analisa yang sering digunakan adalah analisa yang bersifat linear. Namun pada saat terjadi gempa besar, perilaku struktur gedung tidak lagi bersifat linear apabila salah satu elemen dari strukturnya telah leleh. Sementara peraturan yang berlaku di Indonesia, yaitu SNI (Standar Nasional Indonesia) masih berbasis pada metode *force based design* (FBD). FBD tidak menyatakan dengan jelas performa yang ingin di capai, tetapi mekanisme keruntuhan yang direncanakan menjamin tidak terjadi keruntuhan total (*collapse*) struktur.

Salah satu solusi untuk mengantisipasi masalah diatas mulai diperkenalkan konsep desain berbasis kinerja (*Performance based design*), yang memanfaatkan teknik analisa non-linier berbasis komputer. PBD mempunyai 2 unsur utama, yaitu *demand* dan *capacity*. *Demand* adalah representasi dari gerakan tanah akibat gempa. *Capacity* adalah representasi dari kemampuan suatu struktur untuk menahan demand gempa. *Performance* bergantung pada bagaimana cara *capacity* menahan *demand* sehingga *performance point* struktur sejalan dengan maksud dan tujuan perencanaan.

Dalam beberapa tahun terakhir, telah terjadi kecenderungan besar terhadap desain seismik berbasis kinerja, dimana telah dikembangkan beberapa pendekatan PBD untuk meramalkan nilai *base shear* yang akan diberikan pada struktur. Metode tersebut diantaranya adalah Spectrum Capacity Method, N2 Method, dan *Direct Displacement Based Design* (DDBD). Secara

garis besar ketiga metode tersebut menekankan pada nilai perpindahan puncak suatu bangunan yang diidealisasikan sebagai sistem berderajat kebebasan tunggal (SDOF) dan kinerja batas yang direncanakan. Selanjutnya untuk mengetahui performa gedung hasil desain maka dapat digunakan analisis non-linier menggunakan program bantu.

Terdapat dua jenis analisis yang saat ini umum digunakan dalam PBD, yaitu *Nonlinear Static Procedure* (NSP) atau *Pushover Analysis* dan *Nonlinear Time History Analysis* (NLTHA). Dasar pushover analysis, yaitu dengan memberi suatu pola beban dalam arah lateral pada pusat massa tiap lantai dari suatu bangunan. Penambahan beban akan ditingkatkan bertahap sampai tercapai keruntuhan pada elemen struktur karena terbentuk sendi plastis pada elemen balok maupun kolom atau mencapai target perpindahan tertentu.

Pada Tugas Akhir ini akan didesain ulang struktur Gedung Apartemen Grand Sungkono Lagoon Tower Caspian dengan berbasis kinerja yang terletak pada wilayah gempa Surabaya. Gedung yang memiliki ketinggian 48 lantai serta 4 basement akan dimodifikasi menjadi setinggi 20 lantai serta 1 basement. Pendekatan yang digunakan untuk menentukan nilai gaya geser dasar desain adalah metode *Direct Displacement Based Design*. Selanjutnya hasil desain di analisis dan di evaluasi dengan *Pushover Analysis* untuk mendapatkan taraf kinerja bangunan tersebut.

## 1.2 Perumusan Masalah

Perumusan masalah dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana melakukan desain struktur Gedung beton bertulang menggunakan sistem ganda berbasis kinerja (*Performance Based Design*)?
2. Bagaimana menentukan gaya geser dasar dengan *Direct Displacement Based Design* (DDBD)?

3. Bagaimana level kinerja bangunan apartemen Tower Caspian Grand Sungkono Lagoon?
4. Apakah level kinerja bangunan apartemen Tower Caspian Grand Sungkono Lagoon sesuai dengan target perpindahan rencana?

### 1.3 Tujuan

Adapun tujuan dari penulisan tugas akhir ini antara lain :

1. Dapat melakukan desain ulang apartemen Tower Caspian Grand Sungkono Lagoon dengan konsep *Performance Based Design*
2. Dapat menentukan gaya geser dasar dengan *Direct Displacement Based Design*
3. Dapat melakukan analisis *static non linier (Pushover analysis)* dengan program bantu ETABS v2016 untuk mendapatkan target perpindahan
4. Dapat mengevaluasi kinerja struktur gedung dengan menentukan kategori level kinerja gedung terhadap gempa rencana dengan dokumen FEMA 365 dan FEMA 440

### 1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Tidak meninjau aspek manajemen konstruksi
2. Tidak meninjau metode pelaksanaan konstruksi.
3. Desain ulang gedung hanya meninjau aspek teknik saja untuk desain struktur yang meliputi desain struktur utama dan desain struktur sekunder.
4. Desain ulang gedung dibatasi oleh 20 lantai serta 1 basement
5. Tidak meninjau metode pelaksanaan *Mechanical & Electrical engineering*
6. Peta gempa menggunakan SNI 1726:2012

### 1.5 Manfaat

Manfaat yang ingin dicapai dalam tugas akhir ini adalah:

1. Diharapkan dapat memberikan wawasan khususnya kepada penulis tentang perancangan struktur gedung beton bertulang dengan *performance based design* dengan menggunakan pendekatan gaya geser dasar *Direct Displacement Based Design*.
2. Diharapkan dapat menjadi alternatif desain untuk menggantikan atau melengkapi desain berbasis gaya (*force based design*) umum digunakan pada standar desain gempa yang saat ini.
3. Memberi referensi mengenai rancang bangun menggunakan metode *performance based design*, khususnya gedung bertingkat pada zona rawan gempa. Sehingga dapat meminimalkan resiko akibat keruntuhan bangunan akibat kerusakan struktur dari adanya peristiwa gempa.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*



## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Sebagian besar bangunan tahan gempa direncanakan dengan prosedur yang ditulis dalam peraturan desain bangunan (*building codes*). Peraturan dibuat untuk menjamin keselamatan penghuni terhadap gempa besar yang mungkin terjadi, dan untuk menghindari atau mengurangi kerusakan atau kerugian harta benda terhadap gempa sedang yang sering terjadi. Meskipun demikian, prosedur yang digunakan dalam peraturan tersebut tidak dapat secara langsung menunjukkan kinerja bangunan terhadap suatu gempa yang sebenarnya, kinerja tadi tentu terkait dengan resiko yang dihadapi pemilik bangunan dan investasi yang dibelanjakan terkait dengan resiko diambil.

Metode analisis yang sekarang sedang berkembang adalah metode desain berbasis kinerja (*performance based design*). *PBD* merupakan metode desain bangunan yang memanfaatkan atau menitikberatkan pada perpindahan struktur yang terjadi akibat gempa rencana. Dalam desain berbasis kinerja perpindahan dari struktur tersebut digunakan sebagai parameter dasar untuk menentukan gaya geser dasar dari bangunan yang nantinya gaya geser dasar tersebut akan di distribusikan keseluruh lantai pada bangunan. Harapannya nanti respon struktur akibat gempa rencana atau target perpindahan (*performance point*) saat dilakukan analisis *pushover* akan bernilai sama dengan desain awal.

Pada Tugas Akhir ini akan direncanakan ulang struktur Gedung Apartemen Tower Caspian Grand Sungkono Lagoon berbasis kinerja yang terletak pada wilayah gempa Surabaya. Gedung yang memiliki ketinggian 48 lantai serta 4 basement akan dimodifikasi menjadi setinggi 20 lantai dan 1 basement. Tipe sistem struktur yang digunakan pada gedung ini adalah sistem ganda (Sistem Dinding Struktural Khusus dan Sistem Rangka Momen Khusus). Untuk beban gempa akan di desain menggunakan konsep *Direct Displacement Based Design* metode Priestley dengan gempa rencana sesuai SNI 1726:2012. Target

kinerja rencana bangunan untuk gedung ini adalah *Life Safety*. Pendetailan penulangan akan didesain sesuai SNI 2847:2013. Struktur ini akan di analisis menggunakan analisis statik non-linier (*pushover analysis*) dengan program bantu ETABS v2016 kemudian respon struktur yang terjadi akan dianalisis sesuai FEMA 356, dan FEMA 440 untuk mengetahui level kinerjanya apakah sesuai dengan desain awal.

## **2.2 Beton Bertulang**

Beton bertulang adalah beton yang ditulangi dengan luas dan jumlah tulangan yang tidak kurang dari nilai minimum yang di syaratkan dengan atau tanpa prategang, dan direncanakan berdasarkan asumsi bahwa kedua bahan tersebut bekerja sama dalam memikul gaya-gaya (SNI 2847:2013). Sifat utama dari baja tulangan, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Karena baja tulangan harganya mahal, maka sedapat mungkin dihindari penggunaan baja tulangan untuk memikul beban tekan. Dari sifat utama tersebut dapat dilihat bahwa tiap-tiap bahan mempunyai kelebihan dan kekurangan, maka jika kedua bahan beton dan baja tulangan dipadukan menjadi satu kesatuan secara komposit, akan diperoleh bahan baru yang disebut beton bertulang. Beton bertulang ini mempunyai sifat sesuai dengan sifat bahan penyusunnya, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Beban tarik pada beton bertulang ditahan oleh baja tulangan, sedangkan beban tekan cukup ditahan oleh beton. Beton juga tahan terhadap kebakaran dan melindungi baja supaya awet.

Mekanisme beton bertulang dapat diklasifikasikan seperti kuat tekan, tarik, dan geser, modulus elastisitas, rangkak dan susut

### **2.2.1 Kuat Tekan**

Nilai kuat tekan beton didapatkan melalui tata cara pengujian standar, menggunakan mesin uji dengan cara memberikan beban tekan bertingkat pada benda uji silinder beton diameter 150mm, tinggi 300mm) sampai hancur. Tata cara

pengujian yang umum dipakai adalah standar ASTM (*American Society for Testing Materials*) C39-86. Kuat tekan beton umur 28 hari berkisar antara 10-65 Mpa. Untuk beton bertulang pada umumnya menggunakan beton dengan kuat tekan berkisar 17-30Mpa.

### **2.2.2 Kuat Tarik**

Kuat tarik beton yang tepat sulit untuk diukur. Selama bertahun-tahun, sifat tarik beton diukur dengan memakai modulus keruntuhan (*modulus of rupture*). Hasil dari percobaan split silinder beton, umumnya memberikan hasil yang lebih baik dan mencerminkan kuat tarik sebenarnya.

### **2.2.3 Kuat Geser**

Kekuatan geser lebih sulit diperoleh, karena sulitnya mengisolasi geser dari tegangan-tegangan lainnya. Ini merupakan salah satu sebab banyaknya variasi kekuatan geser yang dituliskan dalam berbagai literature, mulai dari 20% dari kekuatan tekan pada pembebanan normal, sampai sebesar 85% dari kekuatan tekan, dalam hal terjadi kombinasi geser dan tekan.

### **2.2.4 Modulus Elastisitas**

Modulus elastisitas, merupakan kemiringan dari bagian awal grafik yang lurus dari diagram regangan tegangan, yang akan bertambah besar dengan bertambahnya kekuatan beton.

### **2.2.5 Rangkak**

Rangkak (*creep*) adalah sifat di mana beton mengalami perubahan bentuk (deformasi) permanen akibat beban tetap yang bekerja padanya. Rangkak timbul dengan intensitas yang semakin berkurang untuk selang waktu tertentu dan akan berakhir setelah beberapa tahun berjalan. Besarnya deformasi rangkak sebanding dengan besarnya beban yang ditahan dan juga jangka waktu pembebanan. Pada umumnya rangkak tidak mengakibatkan dampak langsung terhadap kekuatan struktur, tetapi akan

mengakibatkan timbulnya redistribusi tegangan pada beban kerja dan kemudian mengakibatkan terjadinya peningkatan lendutan (defleksi).

### **2.2.6 Susut**

Susut secara umum didefinisikan sebagai perubahan volume beton yang tidak berhubungan dengan beban. Pada dasarnya ada dua jenis susut, yaitu susut plastis dan susut pengeringan. Susut plastis terjadi beberapa jam setelah beton segar dicor ke dalam cetakan (bekisting). Sedangkan susut pengeringan terjadi setelah beton mencapai bentuk akhirnya, dan proses hidrasi pasta semen telah selesai. Laju perubahannya berkurang terhadap waktu, karena beton semakin berumur akan semakin tahan tegangan dan semakin sedikit mengalami susut.

## **2.3 Dinding Struktural**

Dinding struktural atau biasa dikenal dengan dinding geser adalah dinding campuran beton dan tulangan dengan mutu tertentu yang berfungsi sebagai penahan gaya geser pada suatu gedung yang ditimbulkan oleh beban lateral, dimana struktur dengan dinding geser dan portal-portal bertulang ikut menahan beban gempa sehingga meningkatkan kekakuan dan menahan gaya lateral. Berdasarkan letak dan fungsinya, dinding geser dapat diklasifikasikan dalam 3 jenis yaitu :

### **a. *Bearing walls***

Dinding geser yang juga mendukung sebagian besar beban gravitasi . Tembok-tembok ini juga menggunakan dinding partisi antar apartemen yang berdekatan.

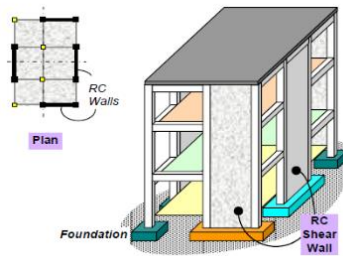
### **b. *Frame walls***

Dinding geser yang menahan beban lateral, dimana beban gravitasi berasal dari frame beton bertulang. Tembok-tembok ini dibangun diantara baris kolom.

### **c. *Core walls***

dinding geser yang terletak di dalam wilayah inti pusat dalam gedung yang biasanya diisi tangga atau poros lift.

Dinding yang terletak dikawasan inti pusat memiliki fungsi ganda dan dianggap menjadi pilihan paling ekonomis.



Gambar 2. 1 Dinding Geser Beton Bertulang pada Bangunan  
*Sumber : C.V.R Murty, 2005*

### 2.3.1 Elemen Struktur Dinding Geser

Pada umumnya dinding geser dikategorikan berdasarkan geometrinya, yaitu (Imran dkk, 2008):

- Flexural wall (dinding langsing)**, yaitu dinding geser yang memiliki rasio  $h_w/l_w \geq 2$ , dimana desain dikontrol terhadap perilaku lentur,
- Squat wall (dinding pendek)**, yaitu dinding geser yang memiliki rasio  $h_w/l_w \leq 2$ , dimana desain dikontrol terhadap perilaku lentur,
- Coupled shear wall (dinding berangkai)**, dimana momen guling yang terjadi akibat beban gempa ditahan oleh sepasang dinding geser yang dihubungkan dengan balok-balok penghubung sebagai gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing-masing dasar dinding tersebut.

Dalam merencanakan dinding geser, perlu diperhatikan bahwa dinding geser yang berfungsi untuk menahan gaya lateral yang besar akibat beban gempa tidak boleh runtuh akibat gaya lateral, karena apabila dinding geser runtuh karena gaya lateral maka keseluruhan struktur bangunan akan runtuh karena tidak ada elemen struktur yang mampu menahan gaya lateral. Oleh karena

itu, dinding geser harus didesain untuk mampu menahan gaya lateral yang mungkin terjadi akibat beban gempa, dimana berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.1, tebal minimum dinding geser (td) tidak boleh kurang dari 100 mm.

Dalam pelaksanaannya dinding geser selalu dihubungkan dengan sistem rangka pemikul momen. Dinding struktural yang biasa digunakan pada gedung tinggi adalah dinding geser kantilever, dinding geser berangkai, dan sistem rangka-dinding geser (*dual system*). Kerja sama antara sistem rangka penahan momen dan dinding geser merupakan suatu keadaan khusus, dimana dua struktur yang berbeda sifat dan perilakunya digabungkan sehingga diperoleh struktur yang lebih ekonomis. Kerja sama ini dapat dibedakan menjadi beberapa macam sistem struktur berdasarkan SNI 1726 :2012 pasal 3.49-52 yaitu:

**a. Sistem ganda**

Sistem struktur yang merupakan gabungan dari sistem rangka pemikul momen dengan dinding geser atau bresing. Rangka pemikul momen sekurang-kurangnya mampu menahan 25% dari gaya lateral dan sisanya ditahan oleh dinding geser. Nilai koefisien modifikasi respons (R) yang direkomendasikan untuk sistem ganda dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) adalah 7.

**b. Sistem interaksi dinding geser dan rangka**

Sistem struktur yang merupakan gabungan dari sistem rangka beton bertulang dan dinding geser biasa. Nilai R yang direkomendasikan untuk sistem interaksi dinding geser dan rangka adalah 4,5.

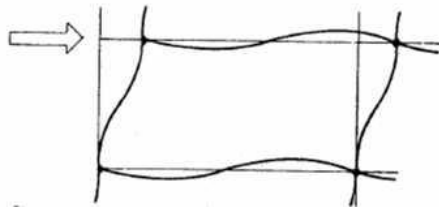
**c. Sistem rangka gedung**

Sistem struktur yang memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Pada sistem ini, gaya lateral akibat gempa yang terjadi dipikul oleh dinding geser atau rangka bresing.

## **2.3.2 Perilaku Struktur *Dual System***

### **2.3.2.1 Perilaku Struktur Rangka Kaku**

Sistem rangka kaku atau rigid frame biasanya berbentuk rangka segi empat teratur yang terdiri dari balok horizontal dan kolom vertikal yang terhubung pada suatu bidang secara kaku (*rigid*), sehingga pertemuan antara kolom dan balok dapat menahan momen. Pada dasarnya rangka kaku akan ekonomis digunakan sampai 30 lantai untuk rangka baja dan sampai 20 lantai untuk rangka beton bertulang (Schueller, 1989). Karena sifat hubungan yang kontinuitas antara kolom dan balok, maka mekanisme rangka kaku dalam menahan beban lateral merupakan suatu respons bersama dari balok dan kolom, terutama respons melalui lentur dari kedua jenis elemen tersebut, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.2.



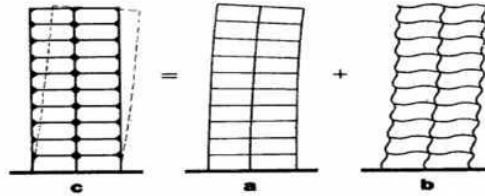
Gambar 2. 2 Respons lenturan balok dan kolom  
 Sumber: Schueller (1989)

Schueller (1989) menjelaskan bahwa lendutan lateral yang terjadi pada balok dan

kolom pada struktur rangka kaku disebabkan oleh dua hal, yaitu:

- a. Lendutan disebabkan oleh lentur kantilever

Lenturan ini dikenal sebagai *chord drift*, yaitu dimana saat menahan momen guling (*overturning moment*) akibat beban lateral, struktur rangka beraksi sebagai suatu balok kantilever vertikal yang melentur dalam bentuk deformasi aksial dari kolom-kolom penyusunnya. Lentur kantilever ini kira-kira menyumbangkan 20% dari total simpangan struktur.



Gambar 2. 3 Simpangan pada struktur rangka kaku

*Sumber: Schueller (1989)*

Pada Gambar 2.3 menunjukkan suatu struktur rangka kaku yang menerima gaya lateral akan mengalami simpangan ke arah beban yang bekerja (Gambar 2.3c), yang merupakan kombinasi simpangan yang diakibatkan oleh lentur kantilever (Gambar 2.3a) sebesar 20% dari total keseluruhan simpangan dan lentur balok dan kolom (Gambar 2.3b) sebesar 80% dari total keseluruhan simpangan (Schueller, 1989).

### 2.3.2.2 Perilaku Dinding Geser

Dinding geser merupakan suatu subsistem gedung yang memiliki fungsi utama untuk menahan gaya lateral akibat beban gempa. Keruntuhan pada dinding geser disebabkan oleh momen lentur karena terjadinya sendi plastis pada kaki dinding. Semakin tinggi suatu gedung, simpangan horizontal yang terjadi akibat gaya lateral akan semakin besar, untuk itu sering digunakan dinding geser pada struktur bangunan tinggi untuk memperkaku struktur sehingga simpangan yang terjadi dapat berkurang. Dinding geser juga berfungsi untuk mereduksi momen yang diterima struktur rangka sehingga dimensi struktur rangka dapat dibuat seefisien mungkin pada struktur bangunan tinggi akibat gaya lateral.

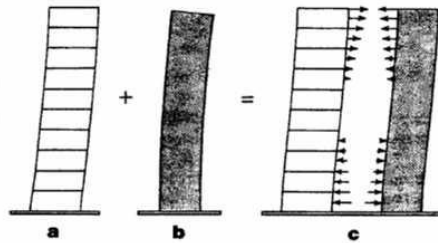
Gaya lateral yang terjadi pada suatu gedung, baik diakibatkan oleh beban gempa maupun angin akan disebar melalui struktur lantai yang berfungsi sebagai diafragma horizontal yang kemudian akan ditahan oleh dinding geser karena memiliki kekakuan yang besar untuk menahan gaya lateral (Shueller, 1989).



Dinding geser dapat dianggap sebagai balok yang tebal karena kekakuannya dan berinteraksi terhadap gaya lateral serta lentur terhadap momen guling (*overtuning momen*). Kemampuan dinding geser dalam menahan gaya lateral, torsi, dan momen guling tergantung dari konfigurasi geometri, orientasi, dan lokasi dinding geser pada suatu bangunan.

### **2.3.2.3 Perilaku Struktur Rangka-Dinding Geser (*Dual System*)**

Semakin tinggi suatu gedung, penggunaan struktur rangka saja untuk menahan gaya lateral akibat beban gempa menjadi kurang ekonomis karena akan menyebabkan dimensi struktur balok dan kolom yang dibutuhkan akan semakin besar untuk menahan gaya lateral. Oleh karena itu, untuk meningkatkan kekakuan dan kekuatan struktur terhadap gaya lateral dapat digunakan kombinasi antara rangka kaku dengan dinding geser (*dual system*). Pada struktur kombinasi ini, dinding geser dan kolom-kolom struktur akan dihubungkan secara kaku (*rigid*) oleh balok-balok pada setiap lantai bangunan. Dengan adanya hubungan yang rigid antara kolom, balok, dan dinding geser akan memungkinkan terjadinya interaksi antara struktur rangka dan dinding geser secara menyeluruh pada bangunan, dimana struktur rangka dan dinding geser akan bekerja bersama-sama dalam menahan beban yang bekerja baik itu beban gravitasi maupun beban lateral. Selain itu, dengan menggunakan sistem ganda ini, maka simpangan lateral akan jauh berkurang seiring dengan peningkatan jumlah lantai struktur. Semakin tinggi suatu struktur gedung, semakin kecil simpangan yang terjadi. Besarnya simpangan keseluruhan yang terjadi pada sistem rangka kaku-dinding geser diperoleh dengan cara menggabungkan perilaku kedua elemen tersebut seperti yang terdapat pada gambar 2.6.



Gambar 2. 4 Superimpos mode individu dari deformasi  
*Sumber: Schueller (1989)*

- a. Deformasi mode geser untuk rangka kaku (Gambar 2.4a)  
 Pada struktur rangka kaku, sudut deformasi (lendutan) paling besar terjadi pada dasar struktur dimana terjadi geser maksimum.
- b. Deformasi mode lentur untuk dinding geser (Gambar 2.4b)  
 Pada struktur dinding geser, sudut deformasi (lendutan) paling besar terjadi pada bagian atas bangunan sehingga sistem dinding geser memberikan kekakuan paling kecil pada bagian atas bangunan.
- c. Interaksi antara rangka kaku dan dinding geser (Gambar 2.4c)

Interaksi antara struktur rangka kaku dan dinding geser diperoleh dengan membuat superposisi mode s defleksi terpisah yang menghasilkan kurva S datar. Perbedaan sifat defleksi antara dinding geser dan rangka kaku menyebabkan dinding geser menahan simpangan rangka kaku pada bagian bawah, sedangkan rangka kaku akan menahan simpangan dinding geser pada bagian atas. Dengan demikian, geser akibat gaya lateral akan dipikul oleh rangka pada bagian atas bangunan dan dipikul oleh dinding geser dibagian bawah bangunan.

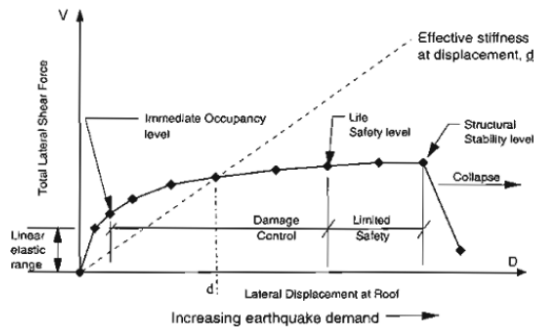
## 2.4 Kinerja Struktur

Penetapan tingkat kinerja struktur suatu bangunan dapat berdasarkan tingkat kerusakan pada struktur pada saat terjadinya

gempa, tingkat kerusakan tersebut selalu berhubungan dengan biaya perbaikan yang ditimbulkannya. Tingkat kinerja di desain sesuai dengan tujuan dan kegunaan suatu bangunan tersebut akan digunakan. Biasanya tingkat kinerja akan berhubungan dengan pertimbangan ekonomis juga keselamatan terhadap pengguna. Dalam beberapa standar terdapat beberapa tingkatan suatu kinerja suatu struktur diantaranya sebagai berikut:

### 2.4.1 Kinerja Menurut ATC 40

Berdasarkan ATC-40 maka kinerja struktur bangunan saat terjadi gempa dibagi menjadi beberapa kategori seperti pada Gambar 2.5 dibawah ini.



Gambar 2. 5 Performance Level ATC-40

Sumber : ATC-40

#### a. *Immediate Ocupancy (IO) SP-1*

Dalam kategori ini bangunan aman saat terjadi gempa, resiko korban jiwa dan kegagalan struktur tidak terlalu berarti, gedung tidak mengalami kerusakan berarti, dan dapat segera difungsikan kembali. Yang termasuk dalam kategori ini adalah struktur bangunan yang mutlak difungsikan sebagai sarana penyelamatan, penyimpanan barang berbahaya, atau struktur bangunan yang dapat mempengaruhi ekonomi nasional. Contoh bangunan yang

termasuk dalam kategori IO adalah Rumah sakit, Gudang bahan bakar/ bahan berbahaya dll.

b. *Damage Control (DO) SP-2*

Kategori ini sebenarnya bukan merupakan tingkatan spesifik, tetapi merupakan transisi anantara *Immediate Occupancy* (IO) SP-1 dan *Life Safety* (LS) SP-3. Bangunan masih mampu menahan gempa yang terjadi, resiko korban jiwa manusia sangat kecil, contohnya perkuatan struktur untuk bangunan bersejarah, bangunan yang menjadi tempat penyimpanan barang-barang berharga.

c. *Life Safety (LS) SP-3*

Dalam kategori ini bangunan saat terjadi gempa mengalami kerusakan tetapi tidak diperkenankan mengalami keruntuhan yang menyebabkan korban jiwa manusia ( resiko korban jiwa sangat rendah, struktur di desain terlalu daktail. Setelah terjadi gempa maka bangunan dapat berfungsi kembali setelah dilakukan perbaikan komponen struktural maupun non-struktural. Contoh bangunan yang termasuk di kategori ini adalah gedung perkantoran, perumahan, gudang dll.

d. *Limited Safety SP-4 Live*

Merupakan transisi antara SP-3 dan SP-4 dan bukan merupakan tingkatan serta tidak memperhitungkan aspek ekonomis dalam melakukan perbaikan paska gempa

e. *Structural Stability (SS) SP-5*

Struktur pasca gempa mengalami kerusakan hingga diambang keruntuhan total maupun parsial. Komponen struktur penahan beban gravitasi masih bekerja meskipun keseluruhan kesetabilan sudah diambang keseluruhan.

f. *Not Considered SP-6*

Bukan merupakan tingkatan kinerja struktur, tetapi hanya untuk melakukan evaluasi seismik non-struktural atau retrofit.

Adapun batatasan simpangan lateral akibat beban gempa rencana menurut ATC-40 dapat dilihat pada Tabel 2.1.

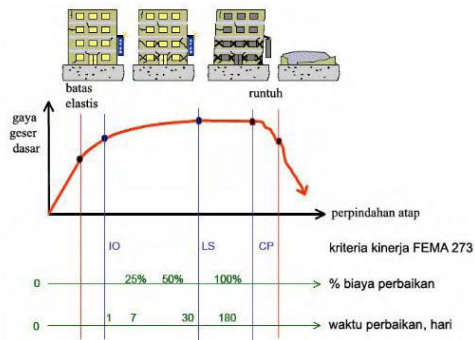
Tabel 2. 1 Tingkat Kinerja Struktur ATC-40

Batas Simpangan Antar Tingkat	Tingkat Kinerja Struktur			
	Immediate Occupancy	Damage Control	Life Safety	Structural Stability
Simpangan Total Maksimum	0.01	0.01 – 0.02	0.02	0.33 $V_i/P_i$
Simpangan Inelastis Maksimum	0.005	0.005 – 0.015	Tidak ada batasan	Tidak ada batasan

Sumber : ATC 40

#### 2.4.2 Kinerja Menurut FEMA 356

Berdasarkan FEMA 356 maka kinerja struktur bangunan saat terjadi gempa dibagi menjadi beberapa kategori dan dapat dilihat pada Gambar 2.6.



Gambar 2. 6 Performance Level FEMA

Sumber: FEMA 273

##### a. Operasional

Bangunan pasca gempa tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktural maupun non struktural. Secara spesifik hal ini ditandai dengan tidak ada pergeseran permanen pada bangunan, sebagian besar struktur dapat

mempertahankan kekuatan dan kekakuannya, sedikit retak serta semua sistem gedung dapat beroperasi dengan normal. *Drift ratio* sebesar 0% – 0.5%

b. *Immediate Occupancy (IO)*

Bangunan pasca gempa tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktural. Pada komponen non-struktural, peralatan, dan isi gedung umumnya masih aman, tetapi secara operasional tidak dapat bekerja karena kegagalan mekanik. *Drift ratio* sebesar 0.5% – 1.0% dan damage index sebesar 0.1 – 0.333.

c. *Life Safety*

Bangunan pasca gempa terjadi beberapa kerusakan komponen struktur dan kekuatan dan kekakuannya berkurang. Struktur masih mempunyai kekuatan cukup untuk memikul beban-beban yang terjadi pada ambang keruntuhan. Komponen non-struktural masih ada tetapi tidak dapat berfungsi dan dapat digunakan kembali apabila telah dilakukan perbaikan. *Drift ratio* sebesar 1.0% – 2.0% dan damage index sebesar 0.333 – 0.5.

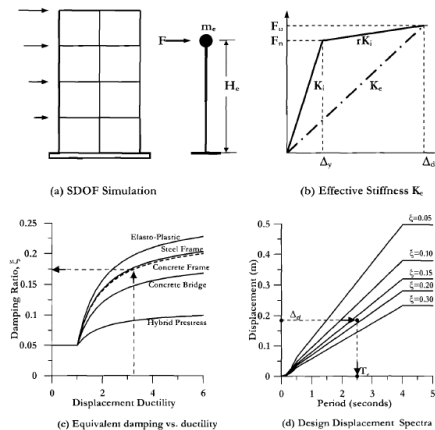
d. *Collapse Prevention*

Bangunan pasca gempa terjadi kerusakan yang berarti pada komponen struktural maupun non-struktural pada bangunan. Kekuatan dan kekakuan struktur banyak berkurang, tetapi kolom dan dinding pemikul beban masih berfungsi meski sudah berada pada ambang keruntuhan. *Drift ratio* 2.0 – 4.0% dan damage index sebesar 0.5 – 1.0.

## 2.5 Metode *Direct Displacement Based Design*

Menurut Priestley dkk (2007), metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD) muncul untuk mengatasi kelemahan-kelemahan dalam metode desain *Strength Based Design* (SBD) atau *Force Based Design* (FBD). Metode DDBD menekankan pada nilai *displacement* sebagai acuan untuk menentukan kekuatan yang diperlukan bangunan terhadap gempa rencana. Perbedaan mendasar dari metode *Force Based Design*

adalah *DDBD* ditandai dengan struktur akan didesain oleh satu derajat kebebasan (*Single Degree of Freedom SDOF*) dengan representasi dari kinerja pada respon perpindahan puncak, bukan oleh karakteristik elastis awal. Konsep desain berbasis perpindahan *Direct Displacement Based Design* secara umum diilustrasikan pada Gambar 2.7.



Gambar 2. 7 Konsep *Direct Displacement Based Design*  
*Sumber: Priestley dkk, 2007*

Dari dapat dijelaskan Gambar 2. 7 secara terperinci konsep *DDBD* sebagai berikut :

Gambar 2. 7(a) Mengidealisasikan sistem berderajat kebebasan banyak (MDOF) ke sistem berderajat kebebasan tunggal (SDOF)

Gambar 2. 7(b) Nilai gaya geser pada ke inelastik maksimum dapat dihitung dengan mengetahui karakteristik kekakuan efektif struktur basil idealisasi respon histeretik inelastis struktur pada sistem berderajat kebebasan tunggal (SDOF) dengan representasi kinerja pada respon perpindahan puncak

Gambar 2. 7(c) Karakteristik redaman viscous ekuivalen (*equivalent viscous damping*) dari struktur atau sistem struktur dihitung berdasarkan karakteristik redaman elastis awal dan nilai *displacement*, *ductility* dari sistem struktur.

## 2.6 Beban Gempa Sesuai SNI 1726 2012

Gempa Rencana yang di desain sesuai dengan SNI 1726 2012 adalah gempa rencana dengan probabilitas terjadinya 2% dalam kurun waktu 50 tahun, atau gempa ulang 500 tahun. Desain gempa ini menggunakan redaman kritis pada bangunan yaitu 5%.

### 2.6.1 Kategori Resiko Bangunan

Kategori resiko bangunan tergantung pada jenis pemanfaatan ataupun kegunaan bangunan itu, kategori resiko dibagi menjadi 4 sesuai dengan Tabel 1 SNI 1726 2012

### 2.6.2 Faktor Keutamaan Gempa

Berbagai resiko bangunan gedung dan non gedung terhadap pengaruh gempa rencana harus dikalikan suatu faktor keutamaan **I** menurut Tabel. 2.2.

Tabel 2. 2 Faktor Keutamaan Gempa

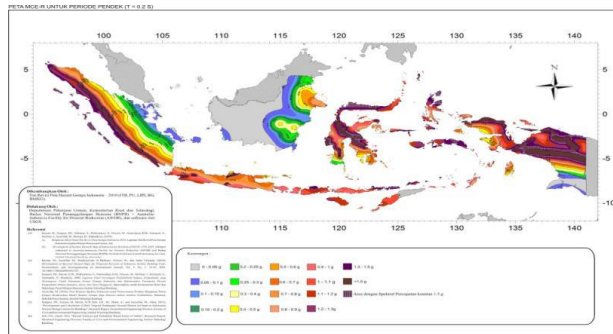
Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa $I_e$
I atau II	1,00
III	1,25
IV	1,50

*Sumber : SNI 1726-2012*

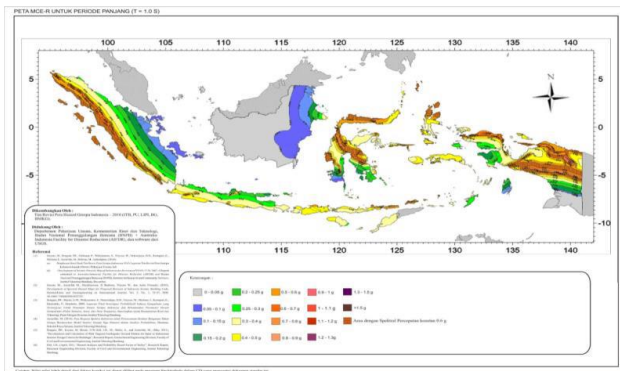
### 2.6.3 Parameter Percepatan Gempa

Parameter percepatan gempa batuan dasar terdiri dari  $S_s$  (Percepatan batuan dasar periode pendek 0,2 detik) dan  $S_1$  (Percepatan batuan dasar periode 1,0 detik) dari Peta Gempa pada SNI 1726 2012.





Gambar 2. 8 Percepatan batuan dasar periode 0,2 detik ( $S_S$ )  
Sumber: SNI 1726 2012



Gambar 2. 9 Percepatan batuan dasar periode 1,0 detik ( $S_1$ )  
Sumber: SNI 1726 2012

## 2.6.4 Klasifikasi Tanah

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplitudasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan berdasarkan profil tanah 30 m paling atas. (SNI 1726:2012). Klasifikasi situs ditentukan dengan Tabel 2. 3

Tabel 2. 3 Klasifikasi Situs Tanah

Kelas Situs	$v_s$ (m/detik)	$N$ atau $N_{ch}$	$s_u$ (KPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	N/A	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut :			
1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w > 40$ persen, dan 3. Kuat geser nirair $s_u < 25$ kPa			
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah</li> <li>- Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan <math>H &gt; 3</math> m)</li> <li>- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan <math>H &gt; 7,5</math> m dengan Indeks Plastisitas <math>PI &gt; 75</math>)</li> </ul> Lapisan lempung lunak/setengah tegu dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa		

Sumber : SNI 1726-2012

### 2.6.5 Faktor Koefisien Situs

Penentuan respons spektral percepatan gempa  $M_{CER}$  di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik ( $F_v$ ). Parameter spektrum respons percepatan pada periode 0,2 detik ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan Persamaan (2.1) dan (2.2).

$$SM_S = F_a S_s \quad (2.1)$$

$$SM_I = F_v S_I \quad (2.2)$$

Dimana:

$S_s$  : Percepatan batuan dasar periode 0,2 detik (g)

$S_I$  : Percepatan batuan dasar periode 1,0 detik (g)

Tabel 2. 4 Koefisien Situs,  $F_a$

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

Sumber : SNI 1726-2012

Tabel 2. 5 Koefisien Situs,  $F_v$ 

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

Sumber : SNI 1726-2012

### 2.6.6 Respon Spektrum Desain

Respon spektrum atau respon spektra adalah nilai yang menggambarkan respon maksimum dari sistem berderajat kebebasan tunggal ( $S_{DOF}$ ) pada berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah. Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek,  $S_{DS}$  dan pada perioda 1 detik,  $S_{D1}$ , harus ditentukan terlebih dahulu sebelum dapat membuat kurva spektrum respons desain,  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  dapat ditentukan dengan Persamaan (2.3) dan (2.4)

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.4)$$

Spektrum respons desain dapat dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 2.8. dengan ketentuan-ketentuan sebagai berikut :

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , harus diambil dari Persamaan (2.5).

$$S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.5)$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , sama dengan  $S_{DS}$ ;
3. Untuk perioda lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan Persamaan (2.6)

$$S_a = \frac{S_{DI}}{T} \quad (2.6)$$

dimana :

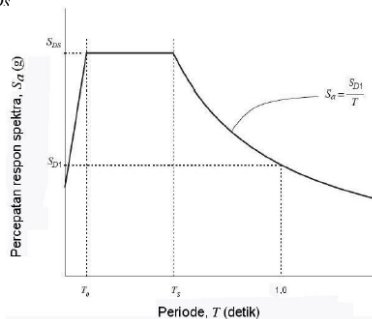
$S_{DS}$  : parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek;

$S_{DI}$  : parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik;

$T$  : perioda getar fundamental struktur dihitung dengan persamaan (2.7) dan (2.8)

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \quad (2.7)$$

$$T = \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \quad (2.8)$$



Gambar 2. 10 Spektrum Respon Desain

Sumber : SNI 1726:2012

### 2.6.7 Kategori Desain Seismik ( $K_{DS}$ )

Kategori desain seismik dibedakan menjadi 6, mulai dari A sampai dengan F, klasifikasi ini ditentukan berdasarkan Kategori Resiko Bangunan dan tingkat gerakan tanah akibat gempa pada

lokasi situs. Semakin meningkatnya resiko akibat pengaruh gempa maka persyaratan analisis dan prosedur yang digunakan pun berbeda dan persyaratan desain dan detailing juga semakin meningkat. Kategori desain seismik dapat ditentukan dengan nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{DI}$  sesuai Tabel 2.6 dan Tabel 2.7

Tabel 2. 6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek

Nilai SDS	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

*Sumber : SNI 1726 2012*

Tabel 2. 7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik

Nilai SDS	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DI} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DI} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DI}$	D	D

*Sumber : SNI 1726 2012*

Keterangan : Untuk lokasi dengan  $S_I \geq 0,75$  g, maka

1.  $K_{DS} = E$  , untuk Kategori Resiko I, II, III
2.  $K_{DS} = F$  , untuk Kategori Resiko IV

## 2.6.8 Sistem Penahan Gaya Seismik

Penggunaan elemen beton yang termasuk diafragma tidak fleksibel harus memperhitungkan momen torsi bawaan ( $M_t$ ) yang merupakan hasil dari eksentrisitas pusat masa ditambah momen torsi tak terduga ( $M_{ta}$ ) yang diakibatkan oleh perpindahan pusat massa dari lokasi aktual yang diasumsikan pada arah dengan jarak 5% dimensi struktur tegak lurus terhadap gaya gempa.

Tabel 2. 8 Faktor R, Cd dan  $\Omega_0$  Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat-lebih sistem, $\Omega_0^g$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggistruktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>					
				Kategori desain seismik					
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>	
<b>A. Sistem dinding penumpu</b>	<b>7.1.1</b>	<b>7.1.2</b>	<b>7.1.3</b>	<b>7.1.4</b>	<b>7.1.5</b>	<b>7.1.6</b>	<b>7.1.7</b>	<b>7.1.8</b>	
1. Dinding geser beton bertulang khusus	5	2½	5	TB	TB	48	48	30	
2. Dinding geser beton bertulang biasa	4	2½	4	TB	TB	TI	TI	TI	
3. Dinding geser beton polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI	
4. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI	
5. Dinding geser pracetak menengah	4	2½	4	TB	TB	12 <sup>f</sup>	12 <sup>f</sup>	12 <sup>f</sup>	
6. Dinding geser pracetak biasa	3	2½	3	TB	TI	TI	TI	TI	
7. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5	2½	3½	TB	TB	48	48	30	
8. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	2½	2½	TB	TB	TI	TI	TI	
9. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2½	1½	TB	48	TI	TI	TI	

Sumber : SNI 1726:2012

Jika gempa diterapkan di dua arah orthogonal secara serempak, perpindahan pusat massa sebesar 5% tidak perlu diterapkan ke dua arah secara bersamaan, tetapi diterapkan dalam arah yang pengaruhnya lebih besar.

## 2.6.9 Prosedur Perhitungan Gaya Lateral Ekvivalen

### 1. Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismic, V, dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut: (SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1)

$$V = C_s \cdot W \quad (2.9)$$

dimana :

$C_s$  : koefisien respons seismik

W : berat seismik efektif

## 2. Berat Seismik Efektif

Berat seismik efektif struktur, harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya :

- Daerah yang digunakan untuk penyimpanan : minimum sebesar 25 % beban hidup lantai (beban lantai di garasi public dan struktur parkir terbuka, serta beban, serta beban penyimpanan yang tidak melebihi 5 persen dari berat seismik efektif pada suatu lantai tidak perlu disertakan);
- Jika ketentuan untuk partisi diisyaratkan dalam desain beban lantai, diambil yang terbesar di antara
- berat partisi aktual atau berat daerah lantai minimum sebesar 0.46 kN/m<sup>2</sup>;
- Berat operasional total dari peralatan yang permanen;
- Berat lansekap dan beban lainnya pada taman atap dan luasan sejenis lainnya.

## 3. Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Koefisien respons seismik,  $C_s$  harus ditentukan sesuai dengan ketentuan yang ditetapkan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.10)$$

dimana :

$S_{DS}$  : parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

$R$  : faktor modifikasi respons yang ditentukan oleh sistem penahan gempa yang dipilih

$I_e$  : faktor keutamaan gempa yang ditentukan kategori risiko

Nilai  $C_s$  yang dihitung  $\leq$  dari :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.11)$$

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e > 0,01$$

Untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana  $S_I$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6g,



maka  $C_s$  harus tidak kurang dari :

$$C_s = \frac{0,5 s_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2. 12)$$

dimana :

$S_{DI}$  : parameter percepatan spektrum respons desain pada periode 1,0 detik

$T$  : periode fundamental struktur (detik)

$S_1$  : parameter percepatan spektrum respons maksimum

#### 4. Penentuan Periode

$$T = T_a \times C_u \quad (2. 13)$$

$T_a$  = periode fundamental pendekatan Pendekatan yang digunakan untuk struktur dengan

dinding geser berdasarkan SNI 1726:2012 adalah:

$$T_a = \frac{0,0062 h_n}{\sqrt{c_w}} \quad (2. 14)$$

$$C_w = \frac{100}{A_b} \sum_{i=1}^n \left( \frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]} \quad (2. 15)$$

dimana :

$h_n$  : ketinggian struktur

$A_b$  : Luas Struktur

$A_i$  : Luas dinding geser

$D_i$  : panjang dinding geser

$h_i$  : tinggi dinding geser

$x$  : jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau

#### 5. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral ( $F_x$ ), dalam (kN), yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan :

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (2. 16)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2. 17)$$

dimana :

$C_{vx}$  : faktor distribusi vertikal

$V$  : gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur, dinyatakan dalam kN  
 $w_i w_x$  : bagian berat seismik efektif total struktur yang dikenakan pada tingkat  $i$  atau  $x$  (kN)  
 $h_i h_x$  : tinggi dari dasar sampai tingkat  $i$  atau  $x$ , dalam meter(m)  
 $k$  : eksponen yang terkait dengan perioda struktur

## 2.7 Analisis Statik Non-Linier Beban Dorong (*Pushover Analysis*)

Menurut ATC-40, Analisis statik beban dorong (*static pushover analysis*) adalah analisis statik non-linier yang dapat digunakan untuk meramalkan performa struktur terhadap beban lateral/ gempa. Analisis statik beban dorong digunakan untuk menentukan hubungan antara gaya dan perpindahan atau kurva kapasitas untuk suatu struktur atau elemen struktur. Analisa dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian ditingkatkan hingga struktur mencapai suatu batas atau kondisi runtuh.

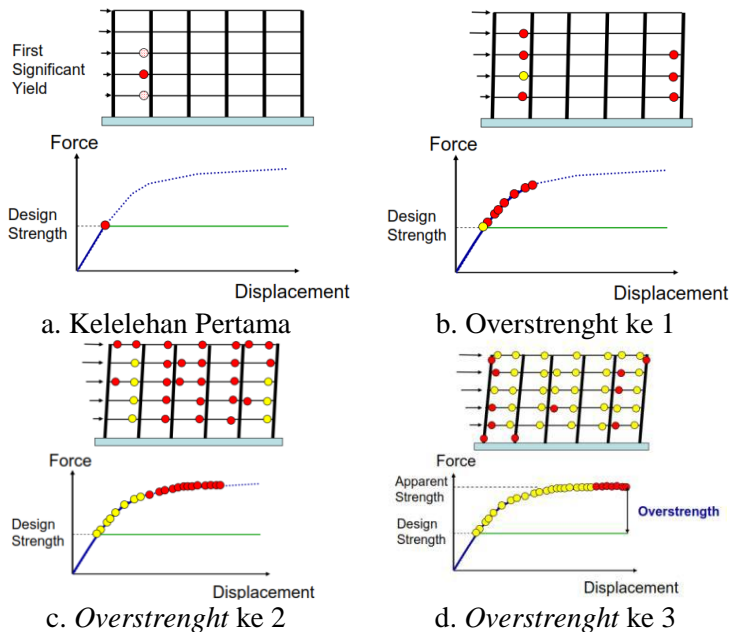
Dalam proses pushover, satu sendi plastis akan mencapai kondisi leleh pertama yang kemudian diikuti dengan kondisi leleh pada sendi-sendi plastis lainnya. Hal ini terus berlanjut sampai akhirnya, simpangan pada puncak struktur mencapai simpangan target atau struktur memasuki kondisi tidak stabil. Proses pushover bisa dilakukan dengan prosedur load-controlled atau displacement-controlled (Oguz 2005). Prosedur *load-controlled* digunakan jika beban yang diaplikasikan telah diketahui nilainya. Misalnya, beban gravitasi bisa diaplikasikan dalam pushover *load controlled*. Prosedur *displacement-controlled* biasanya digunakan jika beban yang bisa ditahan oleh suatu struktur belum diketahui dengan pasti. Sehingga, beban tersebut ditingkatkan sampai struktur mencapai suatu nilai simpangan target (Aisyah dan Megantara 2011).

### 2.7.1 Distribusi Sendi Plastis

Struktur gedung apabila menerima beban pada tingkatan tertentu yang beban yang bekerja melebihi kapasitas momen lentur

yang ditinjau akan mengalami sendi plastis (*hinge*). Distribusi sendi plastis pada sistem stuktur harus memenuhi mekanisme *Strong Coloumn weak Beam* atau *Beam-Sway Mecanism* untuk Sistem Rangka Pemikul Momen. Untuk Sistem ganda dimana sistem struktur tersebut adalah perpaduan antara Sistem Rangka Pemikul Momen dan Sistem Dinding Geser, mekanisme sendi plastisnya adalah pada ujung-ujung balok, pada pangkal kolom dan pada pangkal dinding geser atau juga disebut *Beam-Sway Mecanism*.

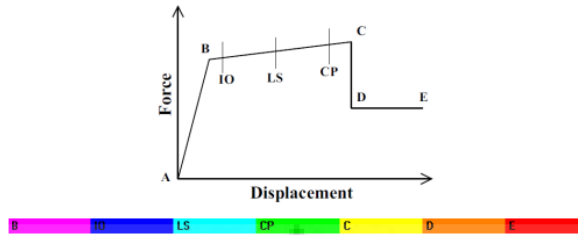
Dalam analisa *pushover* mekanisme terjadinya sendi plastis adalah dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur hingga batas elastis/ kelelehan pertama (Gambar a), kemudian ditingkatkan hingga secara bertahap (Gambar b dan Gambar c) hingga mencapai kapasitas ultimit. (Gambar d)



Gambar 2. 11 Mekanisme Sendi Plastis dengan *Pushover*  
 Sumber: FEMA 451

### 2.7.2 Plastic Hinges Properties

Properti sendi plastis pada secara garis besar sudah buildup pada program ETABS v2016 berdasarkan FEMA 356. Properti Sendi Plastis atau *Plastic Hinge Properties* yang didasarkan



Gambar 2. 12 Kurva Hubungan Gaya dan Perpindahan serta Karakteristik Sendi Plastis

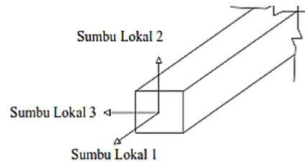
Sumber: ETABS user manual

Kurva di atas menunjukkan hubungan gaya dan perpindahan yang bergerak dari titik A-B-C-D- kemudian E. Titik tersebut mempresentasikan karakteristik sendi plastis yang timbul pada elemen struktur hasil analisis pushover. Titik A adalah titik origin, titik B menandakan pelelehan pertama, titik C menandakan kapasitas ultimit, titik D adalah kekuatan sisa (*residual strength*). Dan titik E menandakan elemen struktur tersebut telah mengalami keruntuhan (*failure*). Level kinerja bangunan (IO, LS, dan CP) terletak diantara sendi plastis leleh pertama sampai mencapai batas ultimitnya. Dan warna yang tertera pada huruf-huruf tersebut merupakan indikator karakteristik sendi plastis yang sudah *build-up* pada program ETABS.

#### 2.7.2.1 Hinge Properties Balok

Data hinge properties dimasukkan pada penampang daerah tumpuan balok yaitu lokasi dimana sendi plastis diharapkan terjadi. Masing-masing penampang balok dimodelkan dengan pilihan model moment M3, yang artinya sendi plastis hanya terjadi karena

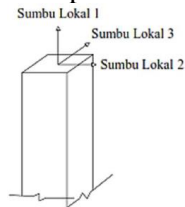
momen searah sumbu lokal 3. Posisi sumbu lokal 3 dapat dilihat pada gambar 2.11.



Gambar 2. 13 Posisi Sumbu lokal Balok Struktur pada Program  
(Sumber : Dewobroto, 2013)

### 2.7.2.2 Hinge Properties Kolom

Data hinge properties untuk kolom adalah Model P-M2-M3, yang mempunyai arti bahwa sendi plastis terjadi karena interaksi gaya aksial ( $P$ ) dan momen ( $M$ ) Sumbu lokal 2 dan sumbu lokal 3. Dalam studi ini setiap kolom pada bangunan yang ditinjau memiliki momen sumbu lokal 2 yang sama dengan kapasitas momen sumbu lokal 3, hal ini disebabkan karena dimensi kolom berbentuk persegi dan tulangan kolom yang ada tersebar pada keempat sisinya secara merata. Posisi sumbu lokal 2 dan sumbu lokal 3 pada kolom struktur dapat dilihat pada gambar 2.12.

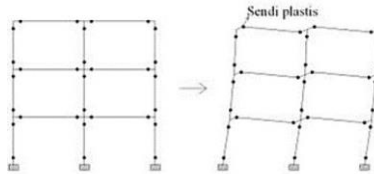


Gambar 2. 14 Posisi Sumbu lokal Kolom Struktur pada Program  
(Sumber : Dewobroto, 2013)

### 2.7.2.3 Penentuan Letak Sendi Plastis

Setelah pendefinisian data hinge propertis balok dan kolom adalah penentuan letak terjadinya sendi plastis yang diinginkan. Posisi 0 menyatakan posisi awal dari panjang bersih balok, sedangkan posisi 1 menyatakan posisi akhir dari panjang bersih balok. Kedua ini terletak dimuka kolom. Sama halnya

dengan kolom, posisi 0 menyatakan posisi awal dari panjang bersih kolom, sedangkan posisi 1 menyatakan posisi akhir dari panjang bersih kolom. Kedua posisi ini terletak pada tepi muka balok.



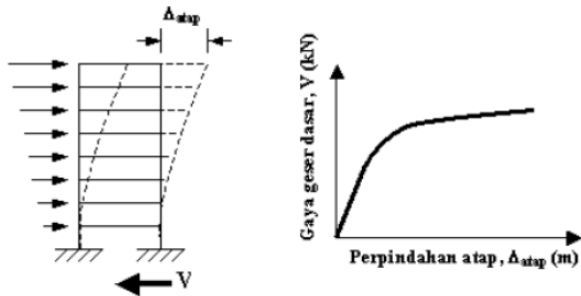
Gambar 2. 15 Sendi plastis yang terjadi pada balok dan kolom  
(Sumber : Dewobroto, 2013)

## 2.8 Target Perpindahan (*Performance Point*)

### 2.8.1 Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40)

Dalam metoda ATC-40 untuk menentukan kinerja suatu struktur bangunan yaitu menggunakan metode Spektrum Kapasitas (*Capacity Spectrum*). Dalam metode Spektrum Kapasitas, Kapasitas suatu struktur berupa hubungan gaya dorong total (base shear) dan perpindahan lateral struktur (pada atap atau puncak bangunan) dengan Spektrum Response (*demand spectrum*) yang menggambarkan besarnya demand (tuntutan kinerja) akibat beban gempa rencana.

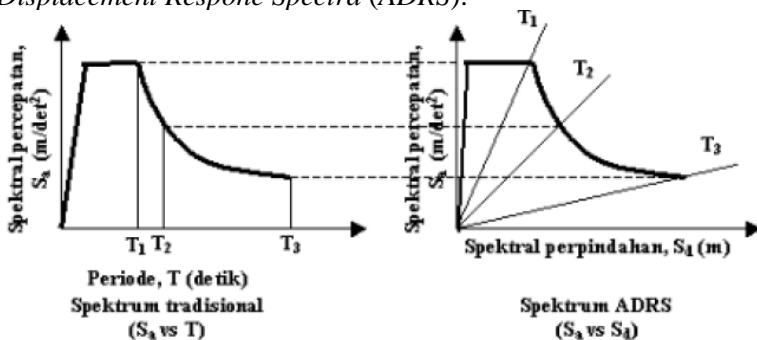
Spektrum kapasitas didapatkan dari kurva kapasitas (*capacity curve*) yang diperoleh dari analisis pushover. Kurva Kapasitas menggambarkan kekuatan struktur yang besarnya sangat tergantung dari kemampuan momen dan deformasi dari masing-masing komponen struktur. Untuk mendapatkan Kurva Kapasitas yaitu dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian ditingkatkan hingga struktur mencapai suatu batas tertentu. Dalam pemberian pola beban lateral yang ditingkatkan tadi dicatat hubungan antara gaya geser dasar dan perpindahan atap kemudian di buatkan dalam grafik yang disebut Kurva Kapasitas.



Gambar 2. 16 Kurva Kapasitas

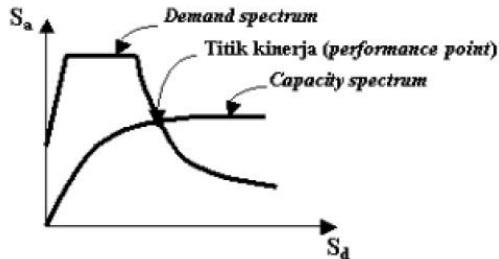
Dalam metode Spektrum Kapasitas adalah untuk menentukan performan point, maka Kurva Kapasitas (*Capacity Curve*) yang didapatkan dari hubungan gaya dorong total dan perpindahan atap yang diberikan kepada struktur berderajat kebebasan banyak (*multi degree of freedom system, MDOF*) harus diubah menjadi Spektrum Kapasitas berderajat kebebasan tunggal (SDOF). Hal ini mengingatkan Grafik Spektrum Response (*demand spectrum*) dibuat dari struktur berderajat kebebasan tunggal (*single degree of freedom, SDOF*).

Spektrum demand didapatkan dengan merubah spektrum respon yang biasanya dinyatakan dalam spektral kecepatan ( $S_a$ ) dan Periode ( $T$ ) menjadi format spektral percepatan ( $S_a$ ) dan spektral perpindahan ( $S_d$ ), format ini disebut *Acceleration-Displacement Response Spectra (ADRS)*.



Gambar 2. 17 Kurva Spektrum Tradisional dan ADRS

Kurva kapasitas yang merupakan produk dari pushover biasanya dinyatakan (KN) dan perpindahan (m), juga harus diubah dalam format ADRS yaitu dalam spektral percepatan ( $S_a$ ) dan spektral perpindahan ( $S_d$ ). Selanjutnya Grafik Spektrum Kapasitas dan Spektrum demand disajikan dalam satu grafik ADRS.



Gambar 2. 18 *Performance Point* pada Metode Spektrum Kapasitas (ATC-40)

### 2.8.2 Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356)

Metode koefisien perpindahan FEMA 356 adalah suatu metode pendekatan yang menyediakan perhitungan numerik langsung dari perpindahan global maksimum pada struktur. penyelesaian dilakukan dengan memodifikasi respons elastis dari sistem *SDOF* ekuivalen dengan faktor koefisien  $C0$ ,  $C1$ ,  $C2$ , dan  $C3$  sehingga diperoleh perpindahan global maksimum (elastis dan inelastis) yang disebut target perpindahan ( $\delta T$ ). Prosedur dimulai dengan menetapkan waktu getar efektif ( $T_e$ ) yang memperhitungkan kondisi elastis bangunan. Waktu Getar efektif didapat dengan persamaan (2.18)

$$T_e = T_1 \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.18)$$

Dimana :

- $T_e$  : waktu getar efektif
- $T_1$  : waktu getar elastik
- $K_i$  : kekakuan lateral elastik
- $K_e$  : kekakuan lateral efektif



Selanjutnya target perpindahan ( $\delta_T$ ) didapat dari modifikasi respons elastik linier dari sistem SDOF ekuivalen dengan berapa faktor koefisien perpindahan sebagai berikut :

$$\delta_T = C_0 C_1 C_3 C_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2. 19)$$

Dimana :

$T_e$  : waktu getar efektif

$\delta_T$  : Target perpindahan

$C_0$  : faktor modifikasi untuk perpindahan spektral menjadi perpindahan atap. Umumnya menggunakan faktor partisipasi raham pertama atau berdasarkan Tabel 3-2 dari FEMA 356

$C_1$  : faktor modifikasi untuk menghubungkan perpindahan inelastik maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respon elastik linier.

$CI = 1.0$  untuk  $Te \geq Ts$

$CI = [1 + (R-1) Ts - Te] / R$  untuk  $Te < Ts$

$T_s$  : waktu getar karakteristik yang diperoleh dari kurva respons spektrum pada titik dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.

$R$  : Rasio kuat elastik perlu terhadap kuat leleh terhitung

$$R = \frac{S_a}{v_y/W} C_m \quad (2. 20)$$

$S_a$  : akselerasi respons spektrum yang berkesesuaian dengan waktu getar alami efektif pada arah yang ditinjau

$V_y$  : gaya geser dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva pushover menjadi bilinear.

$C_m$  : faktor masa efektif yang diambil dari Tabel 3-1 pada FEMA 356.

$C_2$  : faktor modifikasi yang mewakili efek dari bentuk histeresis pada perpindahan maksimum, diambil berdasarkan Tabel 3-3 pada FEMA 356.

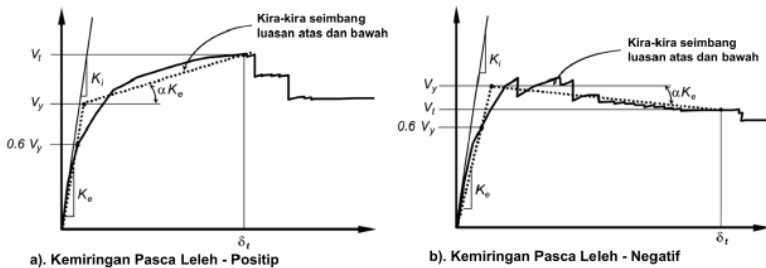
$C_3$  : koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat efek P-delta. Jika gedung pada kondisi pasca leleh kekakuannya positif (kurva menigkat) maka  $C_3 = 1$ ,

sedangkan jika perilaku pasca lelehnya negatif (kurva menurun) maka,

$$C_3 = 1.0 + \frac{|a|(R-1)^{\frac{3}{2}}}{T_e} \quad (2.21)$$

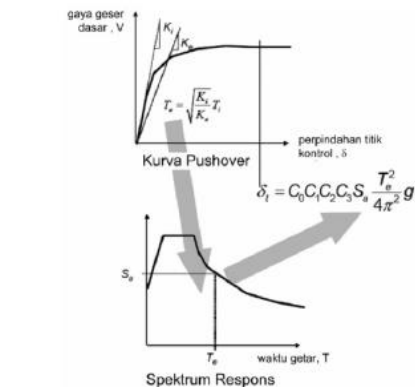
$C_m$  : rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastik efektif

$g$  : percepatan gravitasi 9.81 m/detik<sup>2</sup>



Gambar 2. 19 Perilaku Pasca Leleh Struktur (FEMA 356)

Ilustrasi berikut dapat memberikan gambaran secara jelas penerapan Metode koefisien Perpindahan dalam menetapkan target perpindahan dari struktur yang akan dievaluasi.



Gambar 2. 20 Skematik Prosedur Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356)

### 2.8.3 Metoda Koefisien Perpindahan Yang Diperbaiki (FEMA 440)

Adanya dua macam metode evaluasi non-linier yaitu Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356) dan Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40) kadang-kadang menimbulkan keraguan karena hasilnya belum tentu sama. Untuk mengantisipasi hal tersebut dilakukan evaluasi melalui ATC 55 Project dan menghasilkan *FEMA 440 : Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, merupakan metode displacement coefficient pada FEMA 356 yang telah dimodifikasi dan diperbaiki. Persamaan yang digunakan untuk menghitung target peralihan ( $\delta T$ ) tetap sama. Akan tetapi mengalami modifikasi dan perbaikan dalam menghitung faktor  $C_1$  dan  $C_2$  sebagai berikut :

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT_e^2} \quad (2.22)$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{R-1}{T_e} \right)^2 \quad (2.23)$$

Dimana :

a : konstanta ( nilainya = 130, 90 dan 60 untuk ssite kategori B, C dan D)

Catatan :

- a. Untuk waktu getar kurang dari 0.2 detik maka nilai  $C_1$  pada 0.2 detik dapat dipakai. Untuk waktu getar lebih dari 1.0 detik maka  $C_1$  dapat dianggap sama dengan 1.
- b. Untuk waktu getar kurang dari 0.2 detik maka nilai  $C_2$  pada 0.2 detik dapat dipakai. Untuk waktu getar lebih dari 0.7 detik maka  $C_2$  dapat dianggap sama dengan 1.

Tabel 2. 9 Kutipan data FEMA 356

Table 3-1 Values for Effective Mass Factor $C_m$ <sup>1</sup>							
No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.9	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

1.  $C_m$  shall be taken as 1.0 if the fundamental period,  $T$ , is greater than 1.0 second

Table 3-2 Values for Modification Factor $C_o$ <sup>1</sup>			
Number of Stories	Shear Buildings <sup>2</sup>		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

1. Linear interpolation should be used to calculate intermediate values

2. Buildings in which, for all stories, interstory drift decreases with increasing height.

Table 3-3 Values for Modification Factor $C_2$				
Structural Performance Level	$T \leq 0.1$ second <sup>3</sup>		$T > 0.1$ second <sup>3</sup>	
	Framing Type 1 <sup>1</sup>	Framing Type 2 <sup>2</sup>	Framing Type 1 <sup>1</sup>	Framing Type 2 <sup>2</sup>
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

1. Structures in which more than 30% of the story shear at any level is resisted by any combination of the following components, elements or frames; ordinary moment-resisting, concentrically-braced frames, frames with partially-restrained connections, tension-only braces, unreinforced masonry walls, shear-critical piers and spandrels of reinforced concrete or masonry.

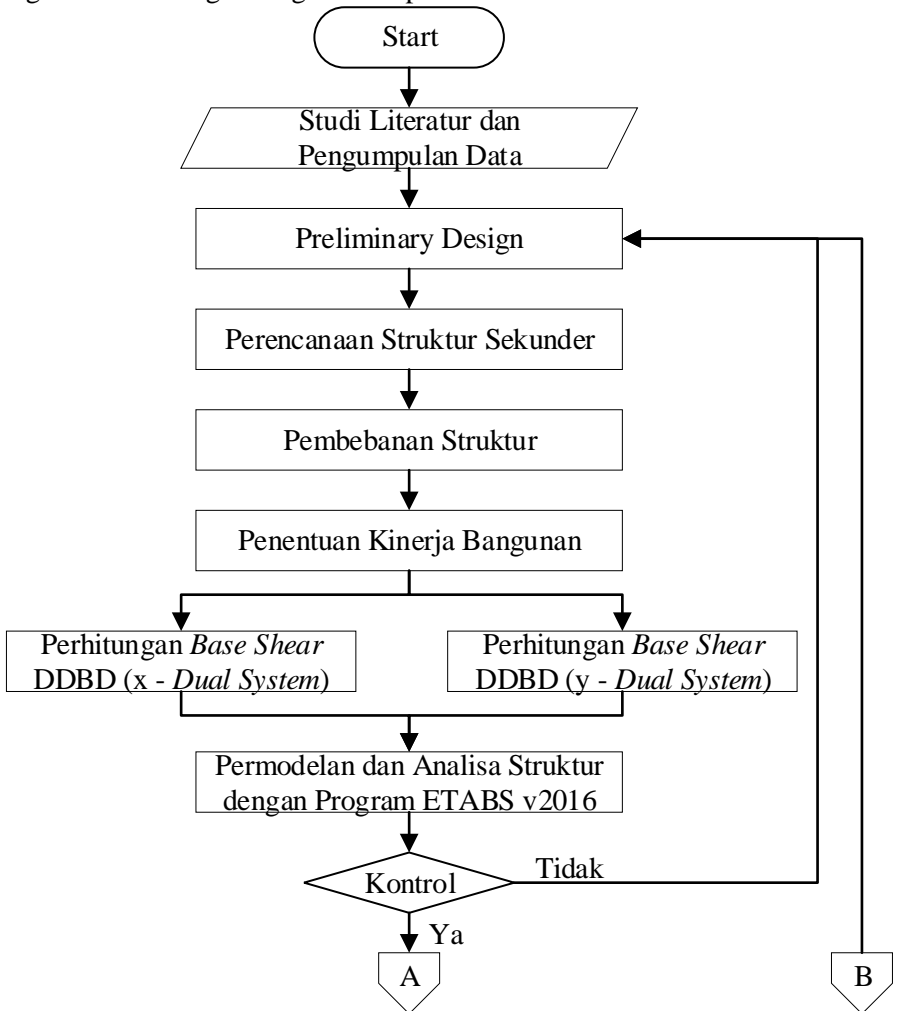
2. All frames not assigned to Framing Type 1.

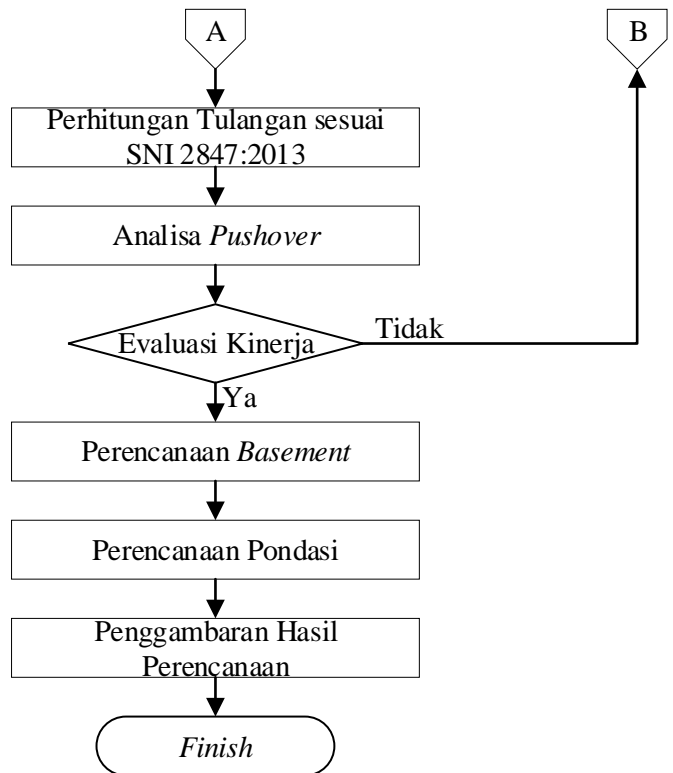
3. Linear interpolation shall be used for intermediate values of  $T$

Sumber : FEMA 356

### BAB III METODOLOGI

Secara umum ada beberapa langkah yang digunakan penulis untuk mengerjakan tugas akhir. Langkah tersebut dapat digambarkan dengan diagram alir pada Gambar 3.1 berikut ini.





Gambar 3. 1 Diagram Alir Penulisan Tugas Akhir

Desain dimulai dengan melakukan pencarian studi literatur dan pengumpulan data sebagai landasan dalam pengerjaan tugas akhir. Kemudian dilanjutkan dengan penentuan kriteria desain untuk struktur utama dan struktur sekunder. Lalu dilakukan permodelan struktur utama dan analisa terhadap hasil permodelan. Langkah-langkah metode penyelesaian tugas akhir dijelaskan secara detail sebagai berikut:

### **3.1. Studi Literatur dan Pengumpulan Data**

#### **3.1.1 Studi Literatur**

Literatur dan peraturan (*building code*) yang akan menjadi acuan dalam pengerjaan tugas akhir adalah sebagai berikut :

- a. ASCE 7-10 Minimum Design Load for Building and Other Structure
- b. ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings
- c. FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building
- d. FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static, Seismic Analysis Procedures
- e. Priestley, M.J.N., G.M. Calvi, dan M.J. Kowalsky.2007. Displacement-Based Seismic Design of Structure. Pravia : IUSS Press.
- f. SNI 2847:2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
- g. SNI 1726:2013 Pedoman Pembebanan Minimum Untuk Perancangan Bangunan Rumah dan Gedung
- h. SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung
- i. Tavio dan Usman Wijaya.2018. Desain Rekayasa Gempa Bebas Kinerja (*Performance Based Design*). Yogyakarta : Andi.

#### **3.1.2 Pengumpulan Data**

##### **Data Umum Bangunan**

Nama Gedung : Tower Caspian Grand Sungkono Lagoon

Fungsi : Apartemen

Jumlah Lantai : 48 Lantai

Basement : 4 Basement

Tinggi Gedung : 177,35 m

Floor to floor : 3,35 m

Struktur Utama : Beton Bertulang

Sistem Struktur : Sistem Ganda

### Data Modifikasi

Fungsi : Apartemen  
 Jumlah Lantai : 20 Lantai  
 Basement : 1 Basement

### Data Bahan

Mutu Beton Plat, Balok, *Pilecap*, *Raft* : K-300  
 Mutu Beton *Shearwall* dan Kolom: Lihat Gambar  
 Mutu Baja Tulangan :  
      $f_y = 240$  MPa (BJTP-24) untuk notasi  $\emptyset$   
      $f_y = 500$  MPa untuk notasi D

### Data Tanah

Data tanah (*soil investigation*) yang digunakan berasal dari hasil pengujian dari beberapa titik dilokasi pembangunan Apartemen Tower Caspian Grand Sungkono Lagoon Surabaya (Data Tanah Terlampir).

## 3.2 Preliminary Design

Preliminary Design dilakukan untuk estimasi dimensi struktur (balok, kolom, dan *shear wall*) untuk digunakan dalam tahap perancangan selanjutnya, sesuai dengan SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.

### 3.2.1 Desain Dimensi Kolom

$$\frac{h_{Kolom}}{I_{Kolom}} \geq \frac{h_{Balok}}{I_{Balok}} \quad (3.1)$$

Dimana:

$h$  = Tinggi bersih kolom atau balok

$I$  = Inersia kolom atau balok ( $1/12 \cdot b \cdot h^3$ )

Dengan syarat untuk desain dimensi kolom mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21.6:



- Besarnya beban aksial terfaktor yang bekerja pada komponen struktur kolom dibatasi tidak kurang dari  $0,1.A_g.f'_c$
- Ukuran penampang terkecil tidak kurang dari 300 mm
- Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

### 3.2.2 Desain Dimensi Balok Primer

Tabel minimum balok non-prategang apabila nilai lendutan tidak dihitung dapat dilihat pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.1. Nilai pada tabel tersebut berlaku apabila digunakan langsung untuk komponen struktur beton normal dan tulangan dengan mutu 420 MPa.

$$h_{\min} = \frac{L}{16} \text{ digunakan apabila } f_y = 420 \text{ Mpa} \quad (3.2)$$

$$h_{\min} = \frac{L}{16} \left( 0.4 - \frac{f_y}{700} \right) \text{ apabila } f_y \text{ selain } = 420 \text{ Mpa} \quad (3.3)$$

$$h_{\min} = \frac{L}{16} (1.65 - 0.003wc) \text{ digunakan} \quad (3.4)$$

apabila  $wc = 1440 \text{ kg/m}^3 - 1840 \text{ kg/m}^3$

### 3.2.3 Desain Dimensi *Shearwall*

Desain dimensi *shearwall* sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3.1, tebal dinding penumpu tidak boleh kurang dari  $L/25$  tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang mana yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

### 3.3 Desain Struktur Sekunder

Desain struktur sekunder meliputi desain pelat lantai, balok sekunder, tangga, dan balok lift yang direncanakan sesuai SNI 2847:2013. Struktur sekunder ini nantinya akan berpengaruh terhadap beban mati pada struktur utama, karena struktur sekunder akan dibebankan ke struktur primer.

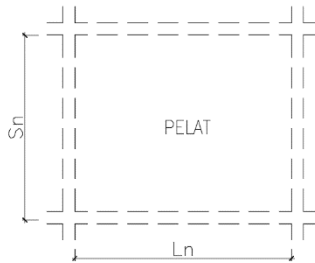
### 3.3.1 Desain Dimensi Pelat Lantai

Dalam menentukan dimensi pelat langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut:

1. Menentukan terlebih dahulu apakah pelat tergolong pelat satu arah (*one-way slab*) atau pelat dua arah (*two-way slab*).

- a.  $\beta = \frac{l_n}{S_n} < 2$  termasuk pelat 1 arah (3. 5)

- b.  $\beta = \frac{l_n}{S_n} \geq 2$  termasuk pelat 2 arah



Gambar 3. 2 Sketsa Arah Bentang Pelat

2. Tebal minimum pelat satu arah (*one-way slab*) menggunakan rumus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1 (tabel 9.5(a)), sedangkan untuk pelat dua arah menggunakan rumus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1
3. Dimensi pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi :

- a. Untuk  $\alpha_m$  yang sama atau lebih kecil dari 0,2 harus menggunakan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2

1. Tebal pelat tanpa penebalan 120 mm

2. Tebal pelat dengan penebalan 100 mm

- b. Untuk  $\alpha_m$  lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat minimum harus memenuhi :

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5 \beta (\alpha_{fm} - 0,2)} \quad (3. 6)$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

- c. Untuk  $\alpha_m$  lebih besar dari 2,0, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} \quad (3.7)$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

Dimana :

$\beta$  = rasio dimensi panjang terhadap pendek

$\alpha_m$  = nilai rata - rata dari  $\alpha_f$  untuk semua balok pada tepi dari suatu panel

Tabel 3. 1 Persyaratan Tebal Pelat Satu Arah dan Balok Bila Lendutan Tidak Dihitung

Komponen struktur	Tebal minimum, $h$			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	$\ell / 20$	$\ell / 24$	$\ell / 28$	$\ell / 10$
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$\ell / 16$	$\ell / 18,5$	$\ell / 21$	$\ell / 8$

CATATAN:  
 Panjang bentang dalam mm.  
 Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasikan sebagai berikut:  
 (a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (*equilibrium density*),  $w_c$ , di antara 1440 sampai 1840 kg/m<sup>3</sup>, nilai tadi harus dikalikan dengan  $(1,65 - 0,0003w_c)$  tetapi tidak kurang dari 1,09.  
 (b) Untuk  $f_y$  selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y/700)$ .

Sumber : SNI 1726:2012

Tabel 3. 2 Persyaratan Tebal Pelat Tanpa Balok Interior Bila Lendutan Tidak Dihitung

Tegangan leleh, $f_y$ MPa <sup>1</sup>	Tanpa penebalan <sup>2</sup>			Dengan penebalan <sup>2</sup>		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir <sup>3</sup>		Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir <sup>3</sup>	
280	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 40$	$\ell_n / 40$
420	$\ell_n / 30$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$
520	$\ell_n / 28$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 34$	$\ell_n / 34$

<sup>1</sup> Untuk konstruksi dua arah,  $\ell_n$  adalah panjang bentang bersih dalam arah panjang, diukur muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lainnya pada kasus yang lain.  
<sup>2</sup> Untuk  $f_y$  antara nilai yang diberikan dalam tabel, tebal minimum harus ditentukan dengan interpolasi linier.  
<sup>3</sup> Panel drop didefinisikan dalam 13.2.5.  
<sup>4</sup> Pelat dengan balok di antara kolom kolomnya di sepanjang tepi eksterior. Nilai  $\alpha_f$  untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0,8.

Sumber : SNI 1726:2012

### 3.3.2 Desain Balok Sekunder

Untuk penentuan dimensi balok sekunder perhitungan sama dengan perhitungan balok primer. Tabel minimum balok non-prategang apabila nilai lendutan tidak dihitung dapat dilihat pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.1.

### 3.3.3 Desain Tangga

Desain desain awal tangga mencari lebar dan tinggi injakan. Dalam menentukan dimensi pelat langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut:

$$60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 65 \text{ cm} \quad (3.8)$$

Di mana :

$t$  = tinggi injakan

$i$  = lebar injakan

$\alpha$  = sudut kemiringan tangga (  $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$  )

Untuk penulangan tangga, perhitungan penulangan pelat bordes dan pelat dasar tangga dilakukan sama dengan desain tulangan pelat dengan anggapan tumpuan sederhana (sendi dan rol). Desain tebal tangga ditentukan sesuai ketentuan dalam perhitungan dimensi awal pelat.

### 3.3.4 Desain Lift

Lift merupakan alat transportasi manusia dari satu lantai ke lantai lain dalam sebuah gedung. Desain lift disesuaikan dengan jumlah lantai dan perkiraan jumlah penggunaan lift. Dalam desain lift, metode perhitungan yang dilakukan merupakan analisis terhadap konstruksi ruang tempat lift dan balok penggantung katrol lift.

Ruang landasan diberi kelonggaran (*pit lift*) supaya pada saat lift mencapai lantai paling bawah, lift tidak membentur dasar landasan, di samping itu berfungsi menahan lift apabila terjadi kecelakaan, misalnya saat tali putus. Desain ini meliputi Desain

balok penumpu depan, penumpu belakang, dan balok penggantung lift.

### 3.4 Pembebanan Struktur

Desain pembebanan yang akan diberikan pada struktur sesuai dengan fungsi serta kegunaan bangunan. Pembebanan sesuai dengan ketentuan berdasarkan SNI 1726:2012 dan ketentuan ASCE 7-10. Beban-beban yang akan digunakan pada pembebanan struktur meliputi :

#### a. Beban Mati

Beban mati dikategorikan menjadi 2 (dua) yaitu berat sendiri struktur (berat material inti) dan *super dead* (beban mati tambahan). Berat sendiri struktur merupakan keseluruhan berat material elemen struktur inti termasuk struktur sekunder yang digunakan pada bangunan tersebut sedangkan beban mati tambahan beban yang dilimpahkan pada elemen struktur inti misalnya spasi, keramik, dll. Sebagai contohnya, antara lain.

Beton Bertulang :  $2400 \text{ kg/m}^3$

Penutup lantai (ubin) :  $24 \text{ kg/m}^2$

Pasangan dinding  $\frac{1}{2}$  bata :  $250 \text{ kg/m}^2$

#### b. Beban Hidup

Beban hidup akan bergantung pada fungsi suatu bangunan itu akan direncanakan. Beban hidup akan direncanakan sesuai SNI 1727:2013 sesuai fungsi bangunan yaitu apartemen. Sebagai contohnya antara lain:

Ruang kantor :  $2,4 \text{ KN/m}^2$

Ruang pribadi hunian :  $1,92 \text{ KN/m}^2$

Ruang publik hunian :  $4,79 \text{ KN/m}^2$

#### c. Beban Gempa

Beban gempa akan di desain menggunakan *Performance Based Design* dengan besarnya base shear akan di hitung menggunakan metode *Direct Displacement Based Design* metode Priestley dengan memperhitungkan wilayah

gempa Surabaya sesuai wilayah gedung yang akan di desain.

**d. Kombinasi Pembebanan**

Pembebanan struktur beton harus mampu memikul semua beban kombinasi pembebanan untuk metode ultimite berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 4.2.2 sebagai berikut :

1.  $1,4D$
2.  $1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
3.  $1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + 0,5(L \text{ atau } 0,5W)$
4.  $1,2D + 1,0 W + L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
5.  $1,2D + 1,0E + L$
6.  $0,9D + 1,0W$
7.  $0,9D + 1,0E$

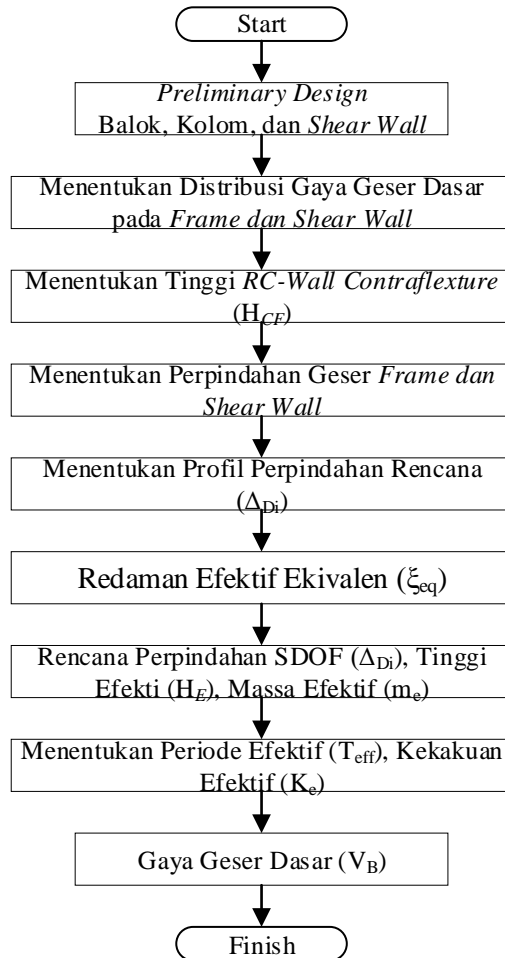
### 3.5 Penentuan Kinerja Bangunan

Target Kinerja (*performance level*) pada gedung Apartemen Tower Caspian Grand Sungkono Lagoon di rencanakan pada level kinerja *Life Safety* dengan simpangan rencana menurut ATC-40 adalah 0.02. Untuk semua arah didesain dengan Sistem Ganda (sistem dinding geser beton bertulang khusus dan sistem rangka pemikul momen khusus). Dalam perhitungan gaya geser dasar dengan *DDBD* dihitung masing-masing pada arah yang ditinjau. Semua perhitungan gaya geser dasar (*base shear*) dengan *DDBD* dihitung sesuai Priestly dkk (2007) dan untuk respon gempa dihitung sesuai SNI 1726:2012 dengan tingkat redaman 5%.

### 3.6 Perhitungan Base Shear dengan DDBD

Dalam menentukan batasan-batasan yang akan digunakan pada penentuan kinerja bangunan menggunakan referensi *Displacement-Based Seismic Design of Structure* yang lebih dikenal dengan metode Priestley. Untuk semua arah menggunakan Sistem Ganda yaitu gabungan antara Sistem Dinding Struktural Khusus (SDK) dengan Sistem Rangka Momen Khusus (SRMK). Adapun cara menentukan base shear dapat dilihat pada Gambar 3. 3

dibawah ini, dimana gaya geser dasar ini nantinya akan di distribusikan pada tiap-tiap lantai



Gambar 3. 3 Diagram Alir Penentuan *Base Shear* untuk Dual System dengan DDBD

*Step by step* dalam menentukan nilai gaya geser dasar rencana yang diberikan pada bangunan dengan metode *DDBD* adalah sebagai berikut :

### 1. Menentukan Proporsi Gaya Geser Pada *Frame* dan Dinding Geser

Langkah pertama dalam desain menggunakan metode *Direct Displacement Based Design* untuk struktur dengan sistem ganda (*dual system*) adalah menentukan proporsi gaya geser yang akan diterima oleh sistem frame dan dinding geser. Dimana proporsi gaya geser pada *frame* ditentukan dengan persamaan (3.9)

$$V_F = \beta_F \times V_{Base} \quad (3.9)$$

$$V_W = (1 - \beta_F) \times V_{Base} \quad (3.10)$$

Dimana :

$V_F$  : gaya geser dasar pada frame

$V_W$  : gaya geser dasar pada dinding geser

$V_{Base}$  : gaya geser dasar total

$\beta_F$  : rasio gaya geser dasar pada frame

### 2. Menentukan Tinggi *RC-Wall contraflexure* ( $H_{CF}$ )

Tinggi dinding pada kondisi *contraflexure* diilustrasikan seperti pada Gambar 3. 4 .Nilai  $H_{CF}$  akan bervariasi sesuai dengan besar gaya geser dasar yang diberikan pada frame ( $V_F$ ) terhadap gaya geser total ( $V_{Base}$ ). Nilai  $H_{CF}$  bergantung pada besarnya nilai overtuning moment relatif. Untuk menghitung *Overtuning moment* terlebih dahulu harus menghitung nilai rasio gaya relatif dari rasio gaya relatif maka dapat dihitung gaya geser dasar relatif, selanjutnya bisa dihitung nilai dari *Overtuning moment*nya. Rasio gaya geser relatif dan *Overtuning moment* dapat dihitung dengan persamaan (3.11) dan (3.12)

$$F_i = \frac{m_i H_i}{\sum m_i H_i} \quad (3.11)$$



$$M_{OTM\ i} = V_i \times H_n \quad (3.12)$$

Dimana :

$F_i$  : rasio gaya relatif lantai ke  $i$

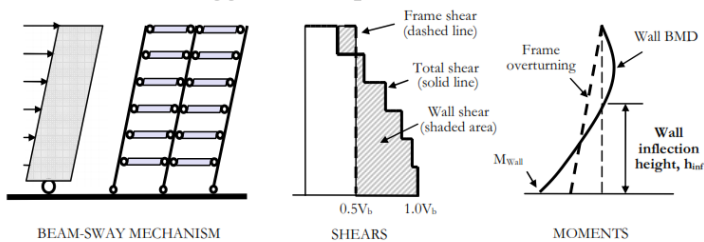
$m_i$  : massa pada lantai ke  $i$ , ton

$H_i$  : total tinggi struktur lantai ke  $i$ , m

$M_{OTM.i}$  : total momen overtuning lantai ke  $i$

$V_i$  : total gaya geser lantai ke  $i$

$H_n$  : tinggi struktur pada lantai ke  $i$



Gambar 3. 4 Tinggi Dinding Contraflexure Berdasarkan Proporsi Gaya Geser Dan Momen Overtuning Relatif

*Sumber: Sullivan dkk, 2006*

### 3. Menentukan Profil Perpindahan Leleh Dinding Geser

Dalam keadaan normal, dinding geser harus menerima sedikitnya 50% dari total gaya geser dasar (*base shear*) yang bekerja pada gedung, dalam hal ini pada SNI:1726-2012 disyaratkan bahwa frame harus menerima sedikitnya 25% gaya geser dasar. Oleh karenanya pola perpindahan pada saat leleh (*yield*) adalah efektif diberikan untuk momen pada dinding geser saja. Dalam menentukan profil perpindahan rencana diasumsikan bahwa regangan ultimit pada frame tidak akan mencapai keadaan kritis, karena profil perpindahan rencana (*design displacement profile*) akan mencapai batas limit oleh regangan material pada sendi plastis dinding geser, atau oleh batas perpindahan. Perpindahan akan mencapai maksimum pada tinggi contraflexure (HCF). (Priestley dkk, 2007). Untuk

menentukan profil perpindahan leleh dinding geser dapat ditentukan oleh persamaan (3.13) dan (3.14)

Untuk  $H_i \leq H_{CF}$ ,

$$\Delta_{yi} = \phi_y W \left( \frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6 H_{CF}} \right) \quad (3.13)$$

Untuk  $H_i > H_{CF}$ ,

$$\Delta_{yi} = \phi_y W \left( \frac{H_{CF} H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6 H_{CF}} \right) \quad (3.14)$$

Dimana :

$\Delta_{yi}$  : Perpindahan leleh (yeild displacement profil) , m

$\phi_y W$  : kelengkungan leleh pada dasar dinding, /m

$$\phi_{ywall} = \frac{1.75 \epsilon_y}{L_w} \quad (3.15)$$

$\epsilon_y$  : regangan material tulangan pada dasar dinding geser ( $f_y/E$ )

$f_y$  : *yield strength* tulangan (1.1  $f_y$ ), MPa

$L_w$  : panjang dinding geser, m

#### 4. Menentukan Profil Perpindahan Rencana

Menentukan profil perpindahan rencana untuk sitem *MDOF* dihitung dengan mempertimbangkan parameterparameter rencana kegunaan bangunan yang akan di desain. Untuk desain apartemen maka sesuai ATC-40, bangunan yang akan didesain dengan kinerja *Life Safety* batas simpangan maksimum-nya adalah 0.02 atau drift limit-nya 0.02. langkah-langkah perhitungan profil perpindahan rencana adalah sebagai berikut :

- a. Menentukan kelengkungan rencana dinding geser. kelengkungan rencana ditentukan sesuai dengan desain ketahanan bangunan yang direncanakan terhadap beban yang bekerja,

Untuk desain pada keadaan *serviceability* :

$$\phi_s = 0.0175 / l_{w-} \quad (3.16)$$

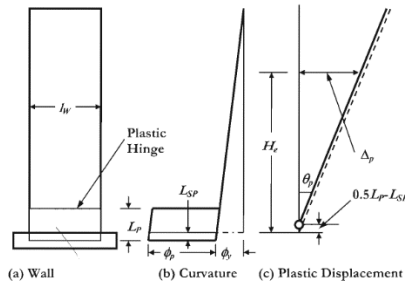
Untuk desain pada keadaan *damage-control*:

$$\phi_s = 0.0072 / l_w \quad (3.17)$$

nilai dari kelengkungan rencana tersebut harus direduksi sebesar 10%

- b. Menentukan Panjang Sendi Plastis pada Dinding Geser

Karena sendi plastis terjadi pada dasar dinding geser maka panjang sendi plastis bergantung pada panjang penetrasi regangan tulangan pada dasar dinding geser ke fondasi. Mekanisme deformasi diidealisasikan sebagai struktur dinding kantilever dan diilustrasikan pada Gambar. 3.6



Gambar 3. 5 Plastic Deformation pada Dinding Kantilever

*Sumber: Priestley dkk, 2007*

Nilai panjang sendi plastis dan panjang penetrasi regangan tulangan pada dasar dinding geser dihitung dengan persamaan 3.18 dan 3.19

$$L_p = k H_{CF} + 0.1 l_w + L_{sp} \quad (3.18)$$

$$L_{sp} = 0.022 f_{ye} d_{bi} \quad (3.19)$$

Dimana :

$k$  : konstanta

$$k = 0.2 (f_u / f_y - 1) \leq 0.08 \quad (3.20)$$

$L_{sp}$  : panjang penetrasi regangan ke fondasi (m) yang nilainya bergantung dengan besarnya diameter tulangan pokok dinding geser. dengan  $f_{ye} = 1.1 f_y$

$L_p$  : panjang sendi plastis, m

$d_{bi}$  : diameter tulangan pokok dinding geser, mm

c. Cek Drift Limit

Drift atau simpangan pada tinggi contraflexure ( $\theta_{CF}$ ) harus di cek dengan nilai drift rencana  $\theta_C$ , jika nilai  $\theta_{CF} > \theta_C$ , maka nilai  $\theta_C$  harus di koreksi dengan dikalikan faktor koreksi  $\omega_\theta$ .

$$\theta_{CF} = \theta_{Yw} H_{CF} / 2 + (\phi_{IS} - \phi_{Yw}) L_p \quad (3.21)$$

$$\omega_\theta = \left( 1 - \frac{(n-5)}{100} \right) \left( \frac{M_{OTM.F}}{M_{OTM}} + 0.25 \right) \quad (3.22)$$

Dimana :

$\theta_{CF}$  : simpangan pada tinggi contraflexure,  $H_{CF}$

$\theta_C$  : batas simpangan desain rencana

$\omega_\theta$  : faktor koreksi

$n$  : jumlah lantai

Sehingga nilai profil perpindahan rencana dapat dihitung menggunakan persamaan 3.23 dan 3.24

Jika  $\theta_{CF} \leq \theta_C$

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} (\phi_{IS} - \phi_{Yw}) L_p H_I \quad (3.23)$$

Jika  $\theta_{CF} > \theta_C$

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} (\phi_C - \phi_{Yw} H_{CF} / 2) H_I \quad (3.24)$$

Dimana :

$\Delta_{yi}$  : profil perpindahan rencana, m

$M_{MOT.F}$  : total momen overtuning pada frame

$M_{MOT.}$  : total momen overtuning pada dasar bangunan

## 5. Rencana Perpindahan SDOF

Profil perpindahan rencana dari sitem MDOF harus dikonversi ke sitem SDOF (lihat pada Gambar 2. 7a *SDOF simulation*), dimana perpindahan maksimum merupakan ekuivalen dari sistem SDOF yang besarnya ditentukan oleh persamaan (3.25)

$$\Delta_{Di} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.25)$$

Dimana :

$\Delta_d$  : perpindahan maksimum rencana SDOF, m

$m_i$  : masa tiap tingkat, ton

$\Delta_i$  : perpindahan yang terjadi tiap lantai, m

## 6. Tinggi Efektif

Perpindahan rencana dari sistem SDOF struktur yang ditinjau terjadi pada saat tinggi efektif struktur (lihat pada Gambar 2. 7a *SDOF simulation*). Tinggi efektif tersebut juga berpengaruh untuk menghitung nilai redaman efektif ekivalen dan daktilitas struktur. Tinggi efektif dapat ditentukan dengan persamaan (3.26)

$$\Delta_{HE} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.26)$$

Dimana :

$H_E$  : Tinggi efektif struktur, m

## 7. Massa Efektif

Massa efektif untuk sitem SDOF pada tinggi efektif rencana (lihat pada Gambar 2.7a *SDOF simulation*) berpengaruh terhadap nilai kekauan efektif dan nilai gaya geser dasar yang nantinya akan dihitung. Nilai masa efektif dapat dihitung dengan persamaan (3.27)

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_D} \quad (3.27)$$

Dimana :

$m_e$  : massa efektif (ton/g)

## 8. Redaman Efektif

Perhitungan redaman efektif sistem SDOF bergantung pada daktilitas sistem struktur yang didesain. Daktilitas struktur didesain dengan pendekatan pengaruh inelastic elemen struktur terhadap respon timehistory gempa rencana pada tingkat kinerja rencana. nilai kinerja rencana berpengaruh terhadap batasan drift pada elemen struktur pada saat terjadi kelelahan. Untuk sistem ganda daktilitas struktur adalah perpaduan antara sistem dinding geser dan sistem rangka pemikul momen, sehingga nilai daktilitas pada masing-masing sistem harus perhitungkan dengan pendekatan masing-masing sebagai berikut:

Daktilitas Dinding Geser

$$\mu_W = \Delta_D / \Delta_{yW} \quad (3. 28)$$

Dimana :

$\mu_W$  : daktilitas dinding geser

$\Delta_{yW}$  : Perpindahan leleh pada dinding geser saat mencapai tinggi efektif

Daktilitas pada Frame

Daktilitas pada frame atau sistem rangka pemikul momen bergantung pada panjang bentang balok,  $L_b$  dan tinggi efektif balok,  $H_b$  pada arah yang ditinjau.

$$\mu_F = \Delta_D / \Delta_{yF} \quad (3. 29)$$

Dimana :

$\mu_F$  : daktilitas pada frame

$\Delta_{yF}$  : Perpindahan leleh pada frame

Perpindahan leleh pada frame ditentukan dengan persamaan (3.30), jika bentang balok dan tinggi balok pada arah yang ditinjau berbeda-beda.

$$\Delta_y = \frac{\sum_{i=1}^n (M_i \theta_{yi})}{\sum_{i=1}^n (M_i)} H_E \quad (3.30)$$

$M_i$  : Momen relative yang terjadi pada balok bentang  $i$

$H_E$  : tinggi efektif struktur, m

$\theta_{yi}$  : Perpindahan leleh pada balok bentang ke- $i$

$$\theta_{yf} = 0.5 \epsilon_y L_b / H_b \quad (3.31)$$

$\epsilon_y$  : regangan material tulangan pada balok ( $f_y / E$ )

$f_y$  : *yield strength* tulangan (1.1  $f_y$ ), Mpa

Sehingga nilai redaman efektif ekivalen untuk sistem SDOF dapat dihitung dengan persamaan (3.32)

$$\zeta_{eq} = \frac{M_{OTM.W} \xi_W + M_{OTM.F} \xi_F}{M_{OTM}} \quad (3.32)$$

Dimana :

$\zeta_{eq}$  : Redaman efektif ekivalen (ekivalent viscous damping)

$\zeta_W$  : Redaman efektif *RC-Wall* terhadap arah yang ditinjau

$$\zeta_W = 0.05 + 0.444 \left( \frac{\mu_W^{-1}}{\mu_W \pi} \right) \quad (3.33)$$

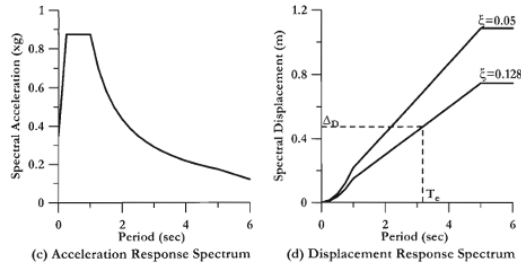
$\zeta_F$  : Redaman Efektif frame beton bertulang efektif terhadap arah yang ditinjau

$$\zeta_F = 0.05 + 0.577 \left( \frac{\mu_F^{-1}}{\mu_F \pi} \right) \quad (3.34)$$

## 9. Periode Efektif

Periode efektif dihitung berdasarkan grafik spektra displacement (SD) pada tingkat redaman efektif ekivalen ( $\zeta_{eq}$ ) saat perpindahan rencana ( $\Delta_d$ ). spektra displacement (SD) didapatkan dari grafik respon percepatan gempa elastis sesuai SNI:1726-2012 dengan redaman 5% yang

dikonversi dengan persamaan (3.35). perhitungan periode efektif diilustrasikan pada Gambar 3.7.



Gambar 3. 6 Respons Spektum Desain dan Spectra Displacement  
Sumber: Priestley dkk, 2007

Nilai *spektra displacement* ( $S_D$ ) dihitung dengan persamaan (3.35) dan Nilai *spektra displacement* ( $S_D$ ) pada tingkat redaman efektif ekivalen ( $\xi_{eq}$ ) harus dikalikan faktor koreksi untuk tingkat redaman yang dihitung dengan persamaan (3.36)

$$SD = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \cdot (g) \quad (3.35)$$

$$R_\xi = \left[ \frac{0.02 + \xi}{0.07} \right]^{1/2} \quad (3.36)$$

Dimana :

$S_D$  : spektra displacement, m

$S_a$  : spektra acceleration, g

$g$  : percepatan gravitasi (9.81 m/s<sup>2</sup>)

$R_\xi$  : faktor koreksi spektra displacement pada tingkat redaman

$T$  : periode getar fundamental, detik

Periode efektif juga dapat dihitung menggunakan persamaan (3.37) dibawah ini:



$$T_{eff} = T \frac{\Delta_d}{\Delta_{(T5)}} \left[ \frac{0.02 + \xi}{0.07} \right]^{1/2} \quad (3.37)$$

$$\Delta_{(T\xi)} = \frac{T^2}{4\pi^2} Sa_{(T\xi)} \cdot (g) \quad (3.38)$$

Dimana :

$\Delta_{(T\xi)}$  : nilai displacement untuk waktu getar T dan redaman  $\xi$  %

$\Delta_{(T5)}$  : nilai displacement untuk waktu getar T dan redaman  $\xi = 5$  %

$Sa_{(T\xi)}$  : percepatan spectra untuk waktu getar T dan redaman  $\xi$  %

#### 10. Kekakuan Efektif

Nilai kekakuan efektif bergantung pada nilai masa efektif dan periode efektif dan dihitung dengan persamaan (3.39)

$$K_e = \frac{4 \pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (3.39)$$

Dimana :

$K_e$  : kekakuan efektif, KN/m

#### 11. Gaya Geser Dasar

Gaya geser dasar rencana hasil perhitungan *DDBD* ini merupakan gaya geser dasar rencana pada tingkat daktailitas struktur rencana sebagaimana tersebut pada point 8 di atas. Nilai gaya geser dasar rencana dihitung dengan persamaan (3.40) dan perdistribusian gaya geser untuk setiap lantai dihitung dengan persamaan (3.41) sebagai berikut.

$$V_{base} = K_e \Delta_d \quad (3.40)$$

$$F_i = F_t + 0.9 V_{base} (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n m_i \Delta_i \quad (3.41)$$

Dimana :

$V_{base}$  : gaya geser rencana  
 $F_t 1.0 = V_{base}$  untuk lantai atap, KN  
 $F_t = 0$  untuk lantai selain atap, KN

### 3.7 Permodelan dan Analisa Struktur ETABS v2016

Permodelan struktur utama dilakukan untuk mengetahui perilaku struktur akibat pembebanan yang ada, baik beban gravitasi maupun beban gempa. Hasil dari permodelan ini antara lain untuk mengetahui perilaku struktur secara keseluruhan dan perilaku komponen struktur. Perilaku struktur secara keseluruhan meliputi partisipasi massa harus memenuhi, simpangan per lantai harus memenuhi, serta gaya geser gempa harus mendekati total reaksi horizontal di perletakan. Sedangkan perilaku komponen struktur meliputi komponen kolom dan balok yang ditinjau dari gaya dalam yang didapat dari permodelan struktur. Gaya dalam pada kolom yang perlu diperhatikan antara lain aksial, momen arah x & y, torsi, dan geser. Gaya dalam pada balok antara lain momen, geser, dan torsi.

Permodelan struktur dilakukan dengan menggunakan program bantu ETABS v2016 dengan langkah-langkah permodelan sebagai berikut : menggambar bentuk model struktur, mendesain penampang dan material, memasukkan beban gravitasi dan beban gempa, perletakan diasumsikan sebagai jepit-jepit, kemudian dilakukan running, setelah itu dilakukan pengecekan struktur terhadap persyaratan yang ada. Setelah semua pembebanan di input kedalam struktur dengan bantuan program ETABS v2016, maka selanjutnya akan dilakukan analisa struktur guna memperoleh :

- a. Periode Natural Struktur.
- b. Reaksi Perletakkan Struktur
- c. Percepatan Struktur
- d. *Displacement/ Drift Story*

### 3.8 Kontrol Desain

#### 3.8.1 Kontrol Partisipasi Massa

Analisis harus dilakukan untuk menentukan mode alami dari getaran untuk struktur yang dianalisis. Analisis harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus sekurang-kurangnya 90% (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1).

#### 3.8.2 Kontrol Nilai Akhir Respons Spektrum

Nilai gaya geser dasar hasil analisis respons spektrum,  $V_t$ , sebaiknya tidak kurang dari 85% nilai gaya geser dasar hasil analisis statik ekuivalen,  $V$ . Bila nilai  $V_t < V$ , nilai  $V_t$  harus dikalikan dengan  $0,85 V/V_t$  (SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1).

#### 3.8.3 Kontrol Simpangan Antar Tingkat

Simpangan antar tingkat rencana harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Besarnya defleksi pada tingkat  $x$ ,  $\delta_x$ , dapat dihitung dengan Persamaan  $S_a = \frac{S_{D1}}{T}$  (SNI 1726:2012 pasal 7.8.6). Sementara untuk perhitungan simpangan antar lantai ditunjukkan pada Gambar 3. 7. Nilai simpangan antar lantai ini tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin,  $h_{sx}$ , pada **Error! Reference source not found.**

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.42)$$

Dimana :

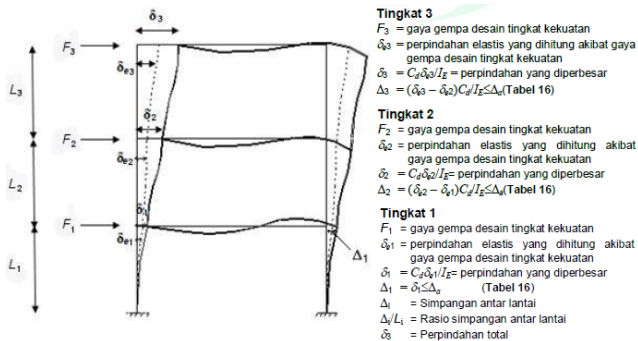
$C_d$  = faktor amplifikasi defleksi

$\delta_{xe}$  = defleksi pada lokasi disyaratkan pada pasal ini yang ditentukan dengan analisis elastis

$I_e$  = faktor keutamaan gempa

Tabel 3. 3 Simpangan Antar Tingkat Izin

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dari dasar, dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai	$0,025h_{sx}$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$



Gambar 3. 7 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

### 3.9 Perhitungan Tulangan sesuai SNI 2847:2013

Perhitungan desain struktur utama dilakukan setelah perhitungan untuk elemen sekunder beserta gaya-gaya dalam yang diperoleh dari hasil analisa struktur, selanjutnya pendetailan elemen-elemen struktur utama. Desain struktur ini meliputi desain

penulangan lentur dan desain penulangan geser sesuai dengan peraturan SNI 2847: 2013.

- a. Komponen yang mengalami lentur (balok) sesuai SNI-2847:2013 Pasal 21.5.
- b. Komponen yang mengalami beban lentur dan aksial sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.
- c. Dinding geser beton bertulang khusus sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.9.

### 3.10 Analisa Pushover

*Pushover Analysis* adalah menganalisa struktur dengan beban statik tertentu dalam arah lateral yang diaplikasikan sepanjang ketinggian struktur dan ditingkatkan sampai simpangan pada puncak atas struktur mencapai simpangan target. Pada struktur *fixed base*, ini beban yang diaplikasikan adalah beban gempa yang terjadi pada lokasi gedung itu berada, kemudian meninjau *performance level* dan melihat bagian mana yang mengalami kerusakan pada struktur tersebut.

Analisa beban dorong statik non-linier akan dilaksanakan mengikuti petunjuk FEMA atau ATC-40, kebetulan program ETABS yang digunakan juga mengacu pada dokumen tersebut. Adapun langkah langkahnya adalah sebagai berikut :

1. Membuat model struktur seperti pada analisis elastis dengan memasukkan semua elemen bangunan yang berkaitan dengan berat, kekuatan, kekakuan, stabilitasnya dan lainnya dan direncanakan agar memenuhi ketentuan desain.
2. Analisis beban dorong dilakukan dalam dua tahap, yang pertama struktur diberi beban gravitasi (kombinasi beban mati dan beban hidup yang direduksi). Analisis tahap pertama belum memperhitungkan kondisi non-linier. Selanjutnya analisis dilanjutkan dengan memberikan pola beban lateral yang diberikan secara monotonik bertahap. Pola beban lateral minimal dua buah setiap arahnya sesuai ketentuan FEMA agar diperoleh kondisi yang paling kritis.

3. Intensitas pembebanan lateral ditingkatkan sampai komponen struktur yang paling lemah berdeformasi yang menyebabkan kekakuannya berubah secara signifikan (terjadi leleh dari penampang). Kekakuan penampang yang mengalami leleh pada model akan dimodifikasi untuk mengantisipasi perilaku pasca leleh, selanjutnya model struktur yang dimodifikasi diberi pembebanan kembali, baik dengan kontrol beban atau kontrol lendutan menggunakan pola beban yang sama.
4. Langkah ke-3 di atas diulang sebanyak jumlah komponen yang mencapai kondisi batas kekuatannya (leleh). Sebagai catatan, meskipun intensitas pembebanan secara bertahap meningkat tetapi pola beban yang diberikan tetap sama untuk setiap tahapan, meskipun FEMA juga memperbolehkan menggunakan alternatif lain yaitu pola beban *adaptive*.
5. Untuk setiap tahapan beban, gaya dalam dan deformasi elastis maupun plastis dihitung dan direkam. Gaya dan deformasi untuk semua tahapan beban sebelumnya akan terakumulasi untuk menghasilkan gaya dan deformasi total (elastis dan plastis) dari semua komponen pada suatu tahap pembebanan.
6. Proses pembebanan dilanjutkan sampai batas kinerja terdeteksi dari perpindahan titik control pada atap.

Langkah 3 - 6 dilakukan secara sistematis dan otomatis oleh program komputer yang mempunyai kemampuan untuk analisa struktur *statik non-linier* atau *pushover*, dalam hal ini adalah ETABS. Prosesnya melalui iterasi yang berulang sampai diperoleh keseimbangan pada gaya-gaya internalnya. Selanjutnya akumulasi gaya dan deformasi dievaluasi pada target perpindahan untuk mengetahui kinerja setiap komponen.

### 3.11 Evaluasi Kinerja

Dari hasil analisa pushover yang dilakukan, dapat dilihat level kerusakan elemen struktur yang akan terjadi akibat deformasi yang diterima oleh bangunan. Sehingga dapat dilakukan evaluasi dan pengelompokan terhadap kategori kerusakan dan tingkat kinerja struktur gedung yang terjadi tiap perubahan nilai displacementnya, maka dilakukan analisis evaluasi kinerja sebagai berikut :

- a. Mendapatkan titik kinerja struktur dan mengevaluasi kinerja sesuai dengan ATC-40, FEMA356, dan FEMA 440
- b. Membandingkan dan mengevaluasi nilai kinerja rencana pada metode DDBD dengan kinerja hasil desain pada analisis *pushover*.
- c. Membandingkan dan mengevaluasi nilai gaya geser dasar, *story drift*, *displacement* rencana dan hasil analisis *pushover*.

Sehingga dapat dilakukan evaluasi dan pengelompokan terhadap kategori kerusakan dan tingkat kinerja struktur gedung yang terjadi tiap perubahan nilai *displacement*nya. Batasan deformasi tingkat kinerja dan spektra kapasitas berdasarkan FEMA 356, FEMA 440 dan ATC-40 dapat dilihat pada bab sebelumnya.

### 3.12 Desain Basement

Basement adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan dinding pada basement berfungsi menahan tekanan tanah lateral . Bila suatu dinding tidak bergerak membatasi suatu massa tanah, maka massa tanah tersebut akan berada pada suatu keadaan keseimbangan elastis (*elastic equilibrium*), rasio antara tekanan arah vertikal dan horizontal dinamakan koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam ( $k_0$ )

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (3.43)$$

Menurut Jaky (1944)

$$K_o = 1 - \sin \Theta \quad (3.44)$$

(untuk tanah berbutir)

Menurut Broker dan Jreland (1965)

$$K_o = 0,95 - \sin \Theta \quad (3.45)$$

( untuk tanah lempung terkonsolidasi secara normal)

a. Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Namun jika suatu dinding vertikal licin yang membatasi suatu massa tanah tersebut diijinkan bergerak, maka tekanan tanah horizontal dalam elemen tanah tersebut akan berkurang secara terus menerus. Dan akhirnya dicapai suatu keseimbangan plastis. Kondisi tersebut dinamakan sebagai kondisi aktif menurut Rankine (1857) “Rankine’s active state”. Tekanan tanah yang bekerja pada dinding tersebut adalah tekanan tanah aktif ( $\sigma_a$ ).

$$\sigma_a = \sigma_v \times K_a \quad (3.46)$$

$$K_a = \tan^2 (45 - \Theta/2) \quad (3.47)$$

Dimana :

$K_a$  = koefisien tekanan tanah aktif

Sedangkan keadaan tanah pasif adalah apabila suatu dinding vertikal licin tak terhingga didorong masuk secara perlahan – lahan ke arah dalam tanah, maka tegangan horizontal ( $\sigma_h$ ) akan bertambah secara terus menerus. Pada keadaan ini, keruntuhan tanah akan terjadi yang kita kenal sebagai kondisi tanah pasif menurut Rankine (1857) “Rankine’s passive state”. Tekanan tanah yang bekerja pada dinding tersebut adalah tekanan tanah pasif ( $\sigma_p$ ).

$$\sigma_a = \sigma_v \times K_p \quad (3.48)$$



$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \theta/2) \quad (3.49)$$

Dimana :

$K_p$  = koefisien tekanan tanah pasif

- b. Tekanan Tanah Aktif dan Pasif untuk tanah yang berkohesi

Rankine tidak menyertakan harga kohesi tanah kedalam formula tekanan tanahnya, kemudian Bell (1915) memperbaharui formula tersebut dengan menyertakan harga kohesi tanah untuk perhitungan tekanan tanah lateral tanah berkohesi pada suatu dinding. Berikut ini persamaan tekanan tanah aktif tanah aktif untuk tanah berkohesi :

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) - 2c \tan \left( 45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) \quad (3.50)$$

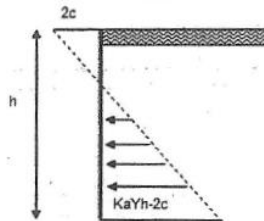
$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (3.51)$$

Dimana :

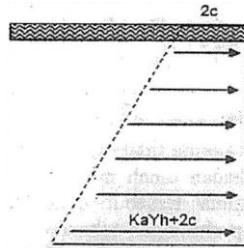
$\sigma_v$  = tegangan vertikal tanah (t/m<sup>2</sup>)

$c$  = kohesi tanah

$\theta$  = sudut geser tanah



Gambar 3. 8 Tekanan Tanah Aktif Tanah Kohesif pada Dinding



Gambar 3. 9 Tekanan Tanah Pasif Tanah Kohesif pada Dinding

Sedangkan untuk tekanan tanah pasif berlaku persamaan :

$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\theta}{2} \right) + 2c \tan \left( 45^\circ + \frac{\theta}{2} \right) \quad (3. 52)$$

$$\sigma_a = \sigma_v K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad (3. 53)$$

Dimana :

$\sigma_v$  = tegangan vertikal tanah (t/m<sup>2</sup>)

$c$  = kohesi tanah

$\theta$  = sudut geser tanah

### 3.13 Desain Fondasi

Dalam desain fondasi untuk suatu konstruksi dapat digunakan beberapa macam tipe fondasi. Pemilihan tipe fondasi ini didasarkan atas fungsi bangunan atas yang akan dipikul oleh fondasi tersebut :

- Besarnya beban dan beratnya bangunan atas
- Keadaan tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan
- Biaya fondasi dibandingkan biaya bangunan atas

Pemakaian tiang pancang digunakan untuk fondasi suatu bangunan bila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya atau bila tanah keras yang mampu memikul berat bangunan dan bebannya letaknya sangat dalam. Struktur fondasi direncanakan dengan menggunakan fondasi dalam, yaitu tiang pancang.

### 3.13.1 Daya Dukung Tanah

Uji bor atau *soil penetration test* (SPT) dilakukan untuk mendapatkan nilai daya dukung tanah ijin fondasi berdasarkan data nilai N-SPT dengan menggunakan metode Meyer hoff dan faktor keamanan atau *safety factor* (SF). Perhitungan daya dukung menggunakan data SPT yang telah di dapatkan, kemudian :

1. Menghitung Kapasitas Ultimate 1 Tiang  

$$Q_u = 40.N.A_p + A_s.N_{av}.1/5 \quad (3. 54)$$

Dimana :

- N = Nilai SPT ujung tiang
- $N_{av}$  = Nilai rata-rata SPT  $[(N_1 + N_2)/2]$
- $N_1$  = Nilai SPT 4D dibawah ujung tiang
- $N_2$  = Nilai SPT 8D diatas ujung tiang
- $A_p$  = Luas penampang tiang
- $A_s$  = Luas selimut tiang

2. Menghitung Kapasitas Ijin 1 Tiang  
 $P_{ijin} = Q_u / SF$

Dimana :

- $Q_u$  = Daya dukung tanah ultimit satu tiang
- $SF$  = *Safety factor* (angka keamanan) = 3

### 3.13.2 Desain Poer

Uji bor atau *soil penetration test* (SPT) dilakukan untuk mendapatkan nilai daya dukung tanah ijin fondasi berdasarkan data nilai N-SPT dengan menggunakan metode Meyer hoff dan faktor keamanan atau *safety factor* (SF). Perhitungan daya dukung menggunakan data SPT yang telah di dapatkan, kemudian :

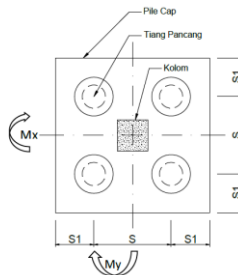
1. Menentukan konfigurasi tiang pancang  
 Dalam menghitung jarak antar tiang pancang (S) menurut “Mekanika Tanah dalam Praktek Rekayasa – Jilid 2 (Karl Terzaghi dan Ralph B. Peck)” menyebutkan bahwa :
  - a. Jarak antar tiang pancang

- $2,5 D \leq S \leq 3 D$
- b. Jarak tepi pile cap ke tiang pancang  
 $1,5 D \leq S \leq 2 D$   
 Dimana D adalah diameter tiang pancang.
2. Menghitung efisiensi daya dukung tiang kelompok :  
 Berdasarkan “Analisa dan Desain Fondasi – Jilid 2 (Joseph E Bowloes)”, perhitungan daya dukung tiang kelompok adalah sebagai berikut :  
 Metode Converse-Labarre

$$\text{Efisiensi } (\eta) = 1 - \theta \left( \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 m n} \right) \quad (3.55)$$

Dimana :

- n = jumlah tiang dalam deretan kolom  
 m = jumlah tiang dalam deretan baris  
 $\theta$  = arc tan (D/S) dalam derajat  
 D = diameter tiang  
 S = jarak antar tiang ( as ke as )



Gambar 3. 10 Sketsa PileCap

3. Perhitungan Gaya Dukung Per Tiang Pancang

$$P_i = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{\sum My \times X}{\sum X^2} \pm \frac{\sum Mx \times Y}{\sum Y^2} \quad (3.56)$$

Dimana :

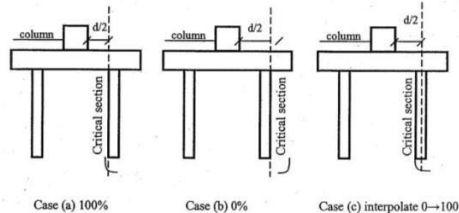
- Pi = Gaya pada fondasi ditinjau

- $\Sigma P$  = Gaya aksial total kolom  
 $n$  = Jumlah tiang pancang  
 $\Sigma My$  = Gaya momen arah Y total poer  
 $\Sigma Mx$  = Gaya momen arah x total poer  
 $X$  = Jarak arah x tiang ditinjau ke-titik berat poer  
 $Y$  = Jarak arah y tiang ditinjau ke-titik berat poer  
 $\Sigma X$  = Jumlah total jarak arah x tiang  
 $\Sigma Y$  = Jumlah total jarak arah y tiang

#### 4. Perhitungan tulangan geser

##### a. Geser Satu Arah

→ Cek kondisi kritis pada muka kolom



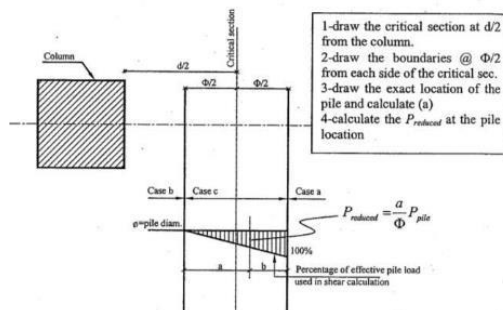
Gambar 3. 11 Kasus Gaya Geser Satu Arah

Dimana :

Kasus 1, semua gaya dalam pile diperhitungkan

Kasus 2, semua gaya dalam pile tidak diperhitungkan

Kasus 3, gaya dalam pile digunakan interpolasi yaitu



Gambar 3. 12 Kasus c, penggunaan interpolasi

*Sumber : Terzaghi dan Peck*

→ Gaya geser terjadi

$$V_u = n P_{u, \text{reduced}} - 1,2 D \text{ (pilecap)} \quad (3. 57)$$

Dimana,

$$P_{u, \text{reduced}} = (a/\Phi) \times P_{u, \text{pile}} \quad (3. 58)$$

→ Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.1.1 desain penampang terhadap geser adalah  $\phi V_n > V_u$ , dimana  $V_n = V_c + V_s$

dimana :

$V_c$  = kapasitas geser penampang

$V_s$  = kapasitas geser tulangan geser

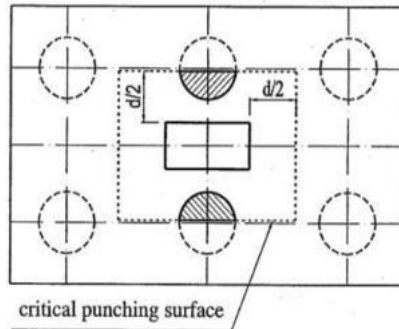
Bila  $V_u > \phi V_c$  maka perlu tulangan geser, sebaliknya tidak perlu

→ Kapasitas gaya geser poer ( $\phi V_c$ )  
Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.1

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (3. 59)$$

b. Geser Dua Arah

→ Menentukan luas pengaruh geser  
Sesuai SNI 2847:2013 11.11.1.2 penampang kritis tidak perlu lebih dekat dari  $d/2$  dari muka kolom.



Gambar 3. 13 Penentuan luas pengaruh geser

$$a1 = L_{kolom} + d/2$$

$$b1 = L_{kolom} + d/2$$

$$U = 2 ( a1 + b1 )$$

→ Menghitung gaya axial punch

$$P_{u,punch} = P_u + W_u - P_{pile \text{ (di dalam } d/2 \text{)}} \quad (3. 60)$$

→ Menghitung tegangan geser *punch*

$$\tau_u = \frac{P_{u,punch}}{U_{xd}} \quad (3. 61)$$

→ Kontrol tegangan geser *punch*

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.1.1 desain komponen struktur terhadap geser adalah

$$\phi V_n > V_u$$

Dimana, sesuai SNI 2847-2013 pasal 11.11.2.1 nilai

$V_c$  diambil sebagai nilai terkecil dari persamaan :

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c} b_o d \quad (3. 62)$$

$$V_c = 0,083 \left( 1 + \frac{a_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f_c} b_o d \quad (3. 63)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c} b_o d \quad (3. 64)$$

## 5. Perhitungan tulangan lentur

### a. Menentukan area kritis lentur

Area kritis lentur pada *pile cap* adalah pada muka kolom.

- b. Menentukan Momen ultimit pada area kritis

Momen ultimit pada area kritis adalah momen yang terjadi akibat gaya aksial yang diakibatkan gaya tiang pancang dan berat sendiri *pile cap* pada area kritis, sehingga besarnya adalah

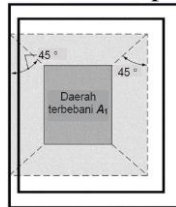
$$Mu = nP_{u,pile} \times W_{u,pile-cap} \times \quad (3.65)$$

6. Perhitungan tulangan geser

- a. Menentukan luas area transfer

→ Luas bidang kontak  $A_1$

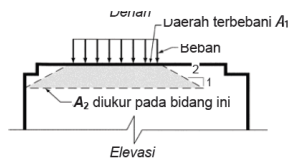
Luas bidang kontak  $A_1$  seperti gambar dibawah ini :



Gambar 3. 14 Daerah Terbebani  $A_1$  (SNI 2847:2013)

→ Luas bidang kontak  $A_2$

Luas bidang kontak  $A_2$  seperti gambar dibawah ini :



Gambar 3. 15 Daerah Terbebani  $A_2$  (SNI 2847:2013)

- b. Menghitung kuat tumpu

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 10.14.1 kuat tumpu desain beton tidak boleh melebihi  $\phi(0,85f_c'A_1)$ , kecuali bila permukaan penumpunya lebih besar dari luas yang dibebani pada semua sisinya, maka kekuatan



tumpu desain harus dikalikan dengan  $\sqrt{A1/A2}$  tetapi tidak lebih dari 2.

- c. Menghitung tulangan stek  
Sesuai SNI 2847:2013 pasal 15.8.2.1 luas tulangan yang melalui bidang kontak tidak boleh kurang dari  $0,005A_g$ , dimana  $A_g$  adalah luas bruto komponen struktur yang ditumpu.

### **3.14 Penggambaran Hasil Desain**

Hasil dari modifikasi desain struktur diatas kemudian dituangkan kedalam gambar teknik yang pengerjaannya dilakukan dengan bantuan program AutoCAD. Gambar yang dihasilkan adalah sebagai berikut :

1. Gambar arsitektural :  
Gambar Denah Lantai, Gambar tampak
2. Gambar struktural :
  - a. Gambar potongan : memanjang dan melintang
  - b. Gambar denah : Denah balok dan kolom, Denah pelat, Denah fondasi
  - c. Gambar Penulangan : balok, kolom, hubungan balok-kolom, pelat lantai, pelat tangga dan pelat bordes, pile cap dan fondasi

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB IV**

### **PRELIMINARY DESIGN**

Preliminary desain merupakan proses desain awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Preliminary desain yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok primer, balok sekunder, pelat lantai, kolom, *core wall* (*shear wall*).

#### **4.1 Data Desain**

Data-data desain dari struktur gedung yang akan digunakan dalam tinjauan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

Fungsi Bangunan	: Apartemen
Lokasi	: Surabaya
Tinggi Bangunan	: 75 m
Jumlah Lantai	: 20 Lantai + 1 Basement
Ketinggian Lantai	: Basement 1 – Lt. 4 = 4 m Lt. 5 – Atap = 3.4 m
Sistem Struktur	: Sistem Ganda
Material	: Beton Bertulang
Mutu Beton	
Plat ( $f'c$ )	: 35 MPa
Balok	: 35 MPa
Kolom ( $f'c$ )	: 45 MPa
Mutu Baja Ulir ( $f_y$ )	: 400 Mpa
Mutu Baja Polos ( $f_y$ )	: 240 Mpa

#### **4.2 Preliminary Design Balok**

Balok di rencanakan dengan dimensi *typical* untuk setiap lantai mulai dari basement - atap. Menurut SNI-2847-2013, bila lendutan balok tidak dihitung, maka ketebalan minimum balok harus memenuhi persamaan (3.2) – (3.4), sehingga untuk penentuan dimensi awal balok dapat dihitung sebagai berikut:

a. Balok Primer B1

Bentang terpanjang ( $L$ ) = 8500 mm

Jika nilai  $f_y$  selain  $f_y=420$  maka digunakan rumus

$$h = \frac{1}{16} \times \left( 0,4 + \left( \frac{f_y}{700} \right) \right)$$

$$h = \frac{8500}{16} \times \left( 0,4 + \frac{400}{700} \right) = 516,07 \text{ mm} \cong 750 \text{ mm}$$

nilai  $b$  antara  $\frac{1}{2}$  -  $\frac{2}{3}$   $h$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 750 = 500 \text{ mm}$$

$$b = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 750 = 374 \text{ mm}$$

Maka direncanakan dimensi B1 (750/500)

b. Balok Primer B4 (Interior)

Bentang terpanjang (L) = 6000 mm

Jika nilai  $f_y$  selain  $f_y=420$  maka digunakan rumus

$$h = \frac{1}{16} \times \left( 0,4 + \left( \frac{f_y}{700} \right) \right)$$

$$h = \frac{6500}{16} \times \left( 0,4 + \frac{400}{700} \right) = 394,64 \text{ mm} \cong 600 \text{ mm}$$

nilai  $b$  antara  $\frac{1}{2}$  -  $\frac{2}{3}$   $h$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 600 = 400 \text{ mm}$$

$$b = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 600 = 300 \text{ mm}$$

Maka direncanakan dimensi B4 (600/400)

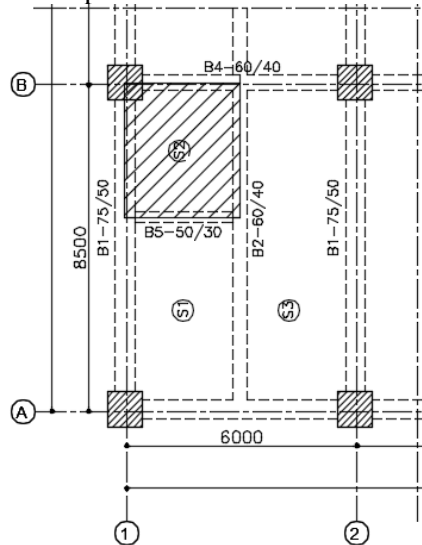
Dengan menggunakan cara yang sama, maka untuk perhitungan balok selanjutnya disajikan dalam bentuk Tabel 4. 1

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Balok

No	Kode	Ln	h <sub>min</sub>	b = 2/3H	b = 1/2H	h <sub>pakai</sub>	b <sub>pakai</sub>	Ket
1	B1	8500	516.07	500.00	375	750	500	BI
2	B2	8500	516.07	400.00	300	600	400	BA
3	B3	6000	364.29	500.00	400	750	500	BI
4	B4	6000	364.29	400.00	300	600	400	BI
5	B5	6000	364.29	333.33	250	500	300	BA
6	B6	3000	182.14	300.00	225	450	300	BA

### 4.3 Preliminary Design Pelat

Penentuan tebal pelat lantai ataupun atap ditentukan sesuai SNI 2847:2013 Pasal 9.5.2 untuk pelat satu arah dan untuk memenuhi syarat lendutan, tebal pelat minimum pelat dua arah di pasal 9.5 point 9.5.3.3. Contoh perhitungan tebal pelat dua arah diambil pada luasan pelat terbesar



Gambar 4. 1 Denah Pelat Lantai 2 Arah S02

Direncanakan tebal pelat = 120 mm dimana:

$$L_x = 3000 - (1/2 \times (500 + 400)) = 2550 \text{ mm}$$

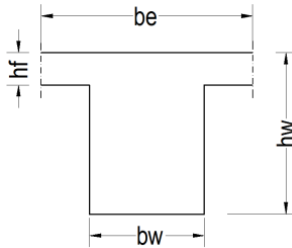
$$L_y = 3500 - (1/2 \times (300 + 400)) = 3150 \text{ mm}$$

maka nilai,  $\beta = L_y/L_x = 3150/2550 = 1,24 < 2$  (*Two Way Slab*)

Sehingga pelat dihitung sebagai pelat dua arah dan tebal minimum di tentukan sesuai SNI 2847-2013 Pasal 9.5.3 sebagai berikut :

**a. Balok Balok B4**

Dimensi balok B4 = 40/60 cm



Gambar 4. 2 Ilustrasi Dimensi Balok Pelat

Menentukan lebar efektif flens balok T (SNI 2847-2013, Pasal 8.12)

$$be = \frac{1}{4} Lb = \frac{1}{4} \times 3000 = 750 \text{ mm}$$

$$be = bw + 8 hf = 400 + (8 \times 120) = 1360 \text{ mm}$$

Diambil be terkecil = 925 mm

Menentukan nilai k :

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left(4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right)}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{750}{400} - 1\right) \left(\frac{120}{600}\right) \left(4 - 6 \left(\frac{120}{600}\right) + \left(\frac{750}{400} - 1\right) \left(\frac{120}{600}\right)^3\right)}{1 + \left(\frac{750}{400} - 1\right) \left(\frac{120}{600}\right)}$$

$$K = 1.29$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 1.29 \times 40 \times 60^3$$

$$I_b = 930929.36 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Penampang

$$I_p = \frac{1}{12} \times b \times t^3 = \frac{1}{12} \times 350 \times 12^3$$

$$I_p = 50400 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Pelat

$$\alpha_1 = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{930929,36}{50400} = 18,50$$

Dengan cara yang sama untuk balok lainnya didapat nilai sebagai berikut :

- b. Balok Balok B1,  $\alpha_2 = 50$
- c. Balok Balok B4,  $\alpha_3 = 23$
- d. Balok Balok B5,  $\alpha_4 = 9,2$

$$\text{Jadi } m = \frac{1}{4} \times (18,50 + 50 + 23 + 9,2) = 25,2$$

Karena  $\alpha m > 2$ , maka berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.3.3, dipakai persamaan 9-13 dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

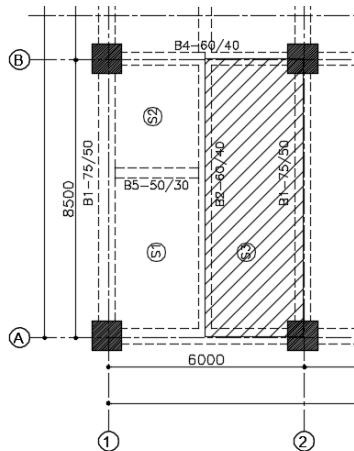
$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

$$h = \frac{3500(0,8 + \frac{400}{1400})}{36 + 9 \times 1,24} \geq 90 \text{ mm}$$

$$h = 81 \text{ mm} \leq 90 \text{ mm (minimal tebal digunakan 90 mm)}$$

Untuk faktor keamanan dan keseragaman tebal pelat maka digunakan tebal pelat lantai 120 mm.

Dalam tugas akhir, selain pelat dua arah terdapat pula pelat satu arah. Tipe pelat S03 dengan dimensi yaitu  $3 \text{ m} \times 8,5 \text{ m}$  digunakan sebagai contoh perhitungan dimensi tebal pelat sehingga nilai  $L_n$  dan  $S_n$  yaitu :



Gambar 4. 3 Denah Pelat 1 Arah S03

$$L_n = 8500 - \frac{1}{2} (500 + 400) = 8050 \text{ mm}$$

$$S_n = 3000 - \frac{1}{2} (500 + 400) = 2550 \text{ mm}$$

$$\beta = L_n / S_n = 8050 / 2550 = 3,157 \geq 2 \text{ (One Way Slab)}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Tabel 9.5a persyaratan tebal minimum untuk komponen struktur pelat massif satu arah dengan kedua ujung menerus ialah

$$h_{\min} = \frac{l_x}{28}$$

dimana :  $l$  yang digunakan adalah  $l_x$  = panjang terpendek dari pelat

$$h_{\min} = \frac{2550}{28} = 91 \text{ mm}$$

Maka untuk pelat 1 arah pada Tugas Akhir ini dapat menggunakan  $h = 120 \text{ mm}$ . Untuk perhitungan semua pelat sama seperti contoh perhitungan, dan untuk hasil perhitungan telah disajikan pada

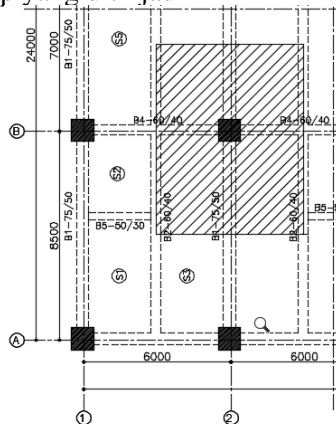


Tabel 4. 2 Rekapitulasi Preliminary Desain Pelat

Tipe Plat	DIMENSI PELAT				$\beta$	Jenis	$H_{f_{min}}$	Tebal Pakai
	P	L	$L_y$	$L_x$				
S01	5000	3000	4600	2550	1.804	Two Way	104	120
S02	3500	3000	3150	2550	1.235	Two Way	90	120
S03	8500	3000	8050	2550	3.157	One Way	91.1	120
S04	6000	3500	5500	3050	1.803	Two Way	109	120
S05	7000	3000	6500	2550	2.549	One Way	91.1	120
S06	3000	2000	2500	1550	1.613	Two Way	90	120
S07	7000	3000	6500	2600	2.5	One Way	92.9	120

#### 4.4 Preliminary Kolom

Desain dimensi kolom yang memikul beban terbesar adalah kolom yang memikul pelat lantai dengan bentang terbesar. Menurut SNI 2847-2013 pasal 10.8.4 kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau



Gambar 4. 4 Lokasi Kolom K1

Dimensi struktur kolom ada beberapa tipe dibuat hanya menjadi 3 tipe kolom dengan beban yang bekerja diambil dari ASCE 7-10 untuk beban mati dan SNI 1727:2013 untuk beban hidup. Untuk mendapatkan beban aksial terfaktor terbesar dilakukan analisa struktur dengan mengasumsikan dimensi terlebih dahulu

a. **Beban mati**

- Beban Material Beton Bertulang :  $23.6 \text{ kN/m}^2$  (ASCE 7-10 Table C3-1, *Concrete, Reinforced Stone (including gravel)* )
- Beban lapisan *waterproofing* :  $0,05 \text{ kN/m}^2$  (ASCE 7-10 Table C3-1, *Waterproofing Membranes Liquid Applied* )
- Beban Keramik + Spesi :  $1,10 \text{ kN/m}^2$  (ASCE 7-10 Table C3-1 *Ceramic, or quarry tile (19mm) on 25mm mortar bed*)
- Beban ducting mekanikal :  $0,19 \text{ kN/m}^2$  (ASCE 7-10 Table C3-1, *Mechanical Duct Allowance*)
- Beban penggantung langit-langit :  $0,1 \text{ kN/m}^2$  (ASCE 7-10 Table C3-1 , *Suspended Steel Channel System*) Beban Plafon :  $0,05 \text{ kN/m}^2$  (ASCE 7-10 Table C3-1, *Acoustical fiberboard*)

b. **Beban hidup**

- Lantai hunian:  $1,92 \text{ kN/m}^2$  (SNI 1727:2013 Tabel 4-1)
- Atap datar :  $0,96 \text{ kN/m}^2$  (SNI 1727:2013 Tabel 4-1)
- Beban Partisi :  $0,72 \text{ kN/m}^2$  (SNI 1727:2013 Ps. 4.32)

Selanjutnya di hitung berat per-Lantai untuk menentukan dimensi kolom pada Tabel 4. 3 sebagai berikut:

Tabel 4. 3 Beban Mati Kolom

Komp. Beban	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi (m)	Q	Berat (kN)
<b>-Lantai 1-20</b>					
Berat Sendiri					
Pelat Lantai	7.75	6.00	0.12	23.60	131.69
B1	7.75	0.50	0.75	23.60	68.59
B2	7.75	0.40	0.60	23.60	43.90
B2	7.75	0.40	0.60	23.60	43.90
B4	6.00	0.40	0.60	23.60	33.98
<b>Beban Mati Tambahan</b>					
Keramik & Spesi	7.75	6.00		1.10	51.15
Plafond	7.75	6.00		0.05	2.33
Penggantung	7.75	6.00		0.10	4.65
Ducting Mechanical	7.75	6.00		0.19	8.84
<b>DL per Lantai :</b>					389.01
<b>-Atap</b>					
Berat Sendiri					
Pelat Lantai	7.75	6.00	0.12	23.60	131.69
B1	7.75	0.50	0.75	23.60	68.59
B2	7.75	0.40	0.60	23.60	43.90
B2	7.75	0.40	0.60	23.60	43.90
B4	6.00	0.40	0.60	23.60	33.98
<b>Beban Mati Tambahan</b>					
Waterproofing	7.75	6.00		0.05	2.33
Plafond	7.75	6.00		0.05	2.33
Penggantung	7.75	6.00		0.10	4.65
Ducting Mec.	7.75	6.00		0.19	8.84
<b>DL Atap :</b>					340.19

Tabel 4. 4 Beban Hidup Kolom

Komp. Beban	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi (m)	Q	Berat (kN)
-Lantai 1-20					
Lantai Hunian	7.75	6.00		1.92	89.28
Partisi	7.75	6.00		0.72	33.48
LL per Lantai :					122.76
-Atap					
Beban Atap	7.75	6.00		0.96	44.64
LL Atap :					44.64

Sehingga didapatkan :

Beban Kolom K3 (Lantai Atap – Lantai 11)

Beban Mati Lt Atap – 11 :  $338,36 \times 11 = 3890.12 \text{ kN}$

Beban Mati Atap = 340.19 kN

DL Total = 4230.30 kN

Beban Hidup Lt Atap – 11:  $122,76 \times 11 = 1227.6 \text{ kN}$

Beban Hidup Atap = 44.64 kN

LL Total = 1272.24 kN

Mutu Beton = 45 MPa = 45 N/mm<sup>2</sup>

Maka Berat Total : W = 1,2 DL + 1,6 LL

= 1,2 (4230.30) + 1.6 (1272.24)

= 7111.94 kN

= 7111945.8 N

Menentukan dimensi/luas bruto kolom :

$$A = \frac{3 \times P}{f_c'} = \frac{3 \times 7111945.8}{45} = 474129.72 \text{ mm}^2$$

sehingga  $A_g = 64000 \text{ mm}^2 > 474129.72 \text{ mm}^2$  (OK). Maka dimensi kolom K3 yang digunakan adalah  $800 \times 800 \text{ mm}$ . Untuk dimensi kolom K2 dan K1 dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 4. 5 Rekapitulasi Dimensi Kolom

Lantai	Kolom	Dimensi	P	$3 \times P / f'_c$	$A_g$
Lt. Atap - 11	K3	$800 \times 800$	11780084	474129.7	640000
Lt. 10-5	K2	$900 \times 900$	12762164	739421.6	810000
Lt. 4-LG	K1	$1000 \times 1000$	13744244	916282.9	1000000

#### 4.5 Preliminary Dinding Geser

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.(1), ketebalan dinding geser yang digunakan tidak boleh kurang dari  $1/25$  tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

- Panjang bentang dinding ( $L_y$ ) : 7000 cm
- Panjang bentang dinding ( $L_x$ ) : 4500 cm
- Tinggi Lantai 1-4 : 400 cm
- Tinggi Lantai 4 - 19 : 340 cm
- Tinggi Lantai 20 – Atap : 400 cm
- $T \geq H/25 : 500/25 = 20 \text{ cm}$
- $T \geq H/25 : 340/25 = 13,6 \text{ cm}$
- $T \geq L/25 : 700/25 = 28 \text{ cm}$

Dengan demikian dapat direncanakan ketebalan dinding geser yaitu sebesar 40 cm, dimana ketebalan 40 cm memenuhi persyaratan dari minimum ketebalan dinding geser.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB V**

### **DESAIN STRUKTUR SEKUNDER**

Struktur sekunder merupakan bagian dari struktur gedung yang tidak menahan kekuatan secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan-tegangan akibat pembebanan yang bekerja pada bagian tersebut secara langsung namun akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder meliputi pelat lantai & atap, balok sekunder, balok lift serta tangga.

#### **5.1 Desain Pelat**

Desain pelat pada tugas akhir ini, terdapat dua jenis pelat, yaitu pelat lantai dan pelat atap. Pelat atap direncanakan sama dengan pelat lantai. Berikut adalah macam- macam ukuran pelat :

S01	= 5000×3000 mm
S02	= 3500×3000 mm
S03	= 8500×3000 mm
S04	= 6000×3500 mm
S05	= 7000×3000 mm
S06	= 3000×2000 mm
S07	= 7000×3000 mm

##### **5.1.1 Data Desain**

Data-data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan pelat adalah sebagai berikut :

Mutu beton ( $f'c$ )	: 35 MPa
Kuat tarik ( $f_y$ )	: 400 MPa
Tebal pelat ( $t$ )	: 120 mm
Selimut beton	: 20 mm
Diameter tulangan	: D10

##### **5.1.2 Pembebanan Pelat Lantai**

Pembebanan pada pelat lantai dibagi menjadi dua, yaitu pembebanan pada pelat atap dan pembebanan pada pelat lantai. Hal ini dikarenakan beban yang bekerja pada pelat atap berbeda dengan

pelat lantai. Beban-bekan yang bekerja pada pelat sesuai ASCE 7-10 dan SNI 1727:2013 dan dengan kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 9.2.1.

### 1. Pelat Atap

- **Beban Mati (*D*)**

Berat Sendiri	$= 0,12 \times 23,6$	$= 2,88 \text{ kN/m}^2$
<i>Waterproofing</i>		$= 0,05 \text{ kN/m}^2$
Plafond		$= 0,05 \text{ kN/m}^2$
Penggantung		$= 0,1 \text{ kN/m}^2$
Ducting Mechanical		$= 0,19 \text{ kN/m}^2$
<b><i>qD</i></b>		<b><math>= 3,22 \text{ kN/m}^2</math></b>

- **Beban Hidup (*L*)**

Beban untuk atap datar		$= 0,96 \text{ kN/m}^2$
<b><i>qL</i></b>		<b><math>= 0,96 \text{ kN/m}^2</math></b>

- Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned}
 Qu &= 1,2 qD + 1,6 qL \\
 &= (1,2 \times 3,22) + (1,6 \times 0,96) \\
 &= 5,40 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

### 2. Pelat Lantai

- **Beban Mati (*D*)**

Berat Sendiri	$= 0,12 \times 23,6$	$= 2,83 \text{ kN/m}^2$
Keramik & Spesi		$= 1,1 \text{ kN/m}^2$
Plafond		$= 0,05 \text{ kN/m}^2$
Penggantung		$= 0,1 \text{ kN/m}^2$
Ducting Mechanical		$= 0,19 \text{ kN/m}^2$
<b><i>qD</i></b>		<b><math>= 4,27 \text{ kN/m}^2</math></b>

- **Beban Hidup (*L*)**

Beban untuk atap datar		$= 1,92 \text{ kN/m}^2$
Beban partisi		$= 0,72 \text{ kN/m}^2$
<b><i>qL</i></b>		<b><math>= 2,64 \text{ kN/m}^2</math></b>

- Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned}
 Qu &= 1,2 qD + 1,6 qL \\
 &= (1,2 \times 4,27) + (1,6 \times 2,64) \\
 &= 9,35 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$



Pelat di asumsikan dengan ke empat tumpuannya merupakan terjepit penuh. Pada perhitungan manual ini akan diambil contoh perhitungan luasan pelat “S01” dan untuk tipe pelat lantai lainnya akan ditabelkan, dimana:

$$L_x = 3000 - (1/2 \times (400+400)) = 2600 \text{ mm}$$

$$L_y = 5000 - (1/2 \times (400+300)) = 4650 \text{ mm}$$

maka nilai,  $L_y/L_x = 1,788$

Sehingga nilai  $x_1, x_2, x_3, x_4$  sesuai (PBBI 1971 pasal 13.3 tabel 13.3.1 hal 202) adalah

$$X_1 = 53 \qquad X_3 = 81$$

$$X_2 = 15 \qquad X_4 = 54$$

Maka momen pada Pelat Lantai yang terjadi adalah sebagai berikut:

$$M_{lx} = + 0,001 \cdot Q_{u_{lantai}} \cdot L_x^2 \cdot x_1 = 3,349 \text{ kNm}$$

$$M_{ly} = + 0,001 \cdot Q_{u_{lantai}} \cdot L_x^2 \cdot x_2 = 0,948 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = - 0,001 \cdot Q_{u_{lantai}} \cdot L_x^2 \cdot x_3 = -5,119 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = - 0,001 \cdot Q_{u_{lantai}} \cdot L_x^2 \cdot x_4 = -3,412 \text{ kNm}$$

### 5.1.3 Perhitungan Tulangan Pelat Lantai

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal diambil momen pada tumpuan arah x-x sebagai berikut:

$$M_{tx} = -5,119 \text{ kNm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (35 - 28)}{7} = 0,8$$

$$d_x = t_{\text{pelat}} - \text{decking} - \frac{1}{2} \varnothing = 120 - 20 - 1/2(10) = 95 \text{ mm}$$

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik  $\phi = 0.9$ ) (SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{5,119 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 95^2} = 0,630$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekivalen (  $a$  ), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga:

$$a = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85 \cdot f_c'}} \right) d = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,630}{0,85 \times 35}} \right) 95 = 2,034$$

Luas Tulangan Perlu (  $A_s$  )

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \times 35 \times 2,034 \times 1000}{400} = 151,28$$

Cek Kondisi Penampang (SNI 2847 2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2,034}{0,8} = 2,543$$

$c/d = 2,543/95 = 0.0267 < 0.375$  (Asumsi awal benar, penampang terkontrol tarik)

Cek Syarat Min Tulangan (SNI 2847 2013 Ps.7.12.2.1)

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{151,28}{1000 \times 95} = 0,00159$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018 \times \frac{400}{400} = 0,00180$$

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$  ,Maka rasio tulangan yang digunakan adalah rasio minimum, sehingga  $A_s$  *perlu* tidak dapat digunakan, dan yang digunakan adalah  $A_{s\text{min}}$ .

$$\begin{aligned} A_{s\text{min}} &= \rho \times b \times d = 0,00180 \times 1000 \times 95 \\ &= 171 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Jarak Spasi Tulangan Jarak tulangan Utama

Jarak tulangan yang diperlukan :

$$s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} = \frac{\pi}{4} \times 10^2 \times \frac{1000}{171} = 459,3 \text{ mm}$$

Jarak tulangan maksimum (SNI 2847 2013 Ps.10.5.4)

$$S_{\max} \leq 2 \times h \leq 2 \times 120 = 240 \text{ mm}$$

Maka untuk tumpuan x dipasang tulangan D10 – 200 mm

Kontrol Lendutan

Lendutan maksimum yang diijinkan dalam SNI 2847:2013 Ps.9.5.3.1 tabel 9.5(b) untuk pelat lantai untuk lendutan seketika akibat beban hidup (LL) adalah :

$$\delta_{ijin} = \frac{1}{360} = \frac{2600}{360} = 7,22 \text{ mm}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_y} = 4700 \sqrt{35} = 27805,6$$

$$Q = 1LL + 1DL = 6,91 \text{ N/mm}$$

$$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 1000 \times 120^3 = 1,44 \times 10^8$$

$$\delta^0 = \left( \frac{5}{384} \times \frac{Q \times L^4}{EI} \right) = \left( \frac{5}{384} \times \frac{6,91 \times 2600^4}{27805,6 \times 1,44 \times 10^8} \right)$$

$$\delta^0 = 1,026 \text{ mm} < \delta_{ijin} = 7,22 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Penulangan Susut

Didapatkan  $\rho_{\text{susut}} = 0.0018$  untuk  $f_y = 400 \text{ MPa}$  (SNI 2847:2013 Ps. 7.12.2.1)

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{susut}}} &= 0.00180 \times b \times h \\ &= 0.00180 \times 1000 \times 95 \\ &= 171 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan susut yang diperlukan :

$$s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} = \frac{\pi}{4} \times 10^2 \times \frac{1000}{171} = 459,3 \text{ mm}$$

$$S < 5 h = 5 \times 120 = 600 \text{ mm} \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 7.12.2.2)}$$

$$S \leq 450 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan susut D10-400 mm

Selanjutnya dengan perhitungan kebutuhan tulangan untuk pelat lantai disajikan pada Tabel 5.1.

Tabel 5. 1 Rekapitulasi Tulangan Pelat Lantai S01

<b>Lokasi</b>	<b>Mu (kNm)</b>	<b>As Perlu (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>S tul. Perlu (mm)</b>	<b>Tulangan Pasang</b>	<b>As pasang (mm<sup>2</sup>)</b>
Lapangan x	3,349	171	459	D10-400	196
Lapangan y	0,948	171	459	D10-400	196
Tumpuan x	5,119	171	459	D10-200	393
Tumpuan y	3,412	171	459	D10-200	393
Tul. Susut		171	459	D10-400	196

Dengan menggunakan cara yang sama maka perhitungan kebutuhan tulangan untuk pelat atap dapat ditabelkan Tabel 5.2

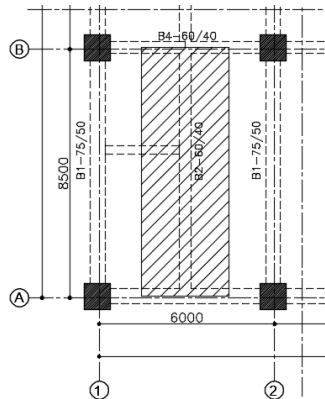
Tabel 5. 2 Rekapitulasi Tulangan Pelat Atap

<b>Lokasi</b>	<b>Mu (kNm)</b>	<b>As Perlu (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>S tul. Perlu (mm)</b>	<b>Tulangan Pasang</b>	<b>As pasang (mm<sup>2</sup>)</b>
Lapangan x	3,349	171	459	D10-400	196
Lapangan y	0,948	171	459	D10-400	196
Tumpuan x	5,119	171	459	D10-200	393
Tumpuan y	3,412	171	459	D10-200	393
Tul. Susut		171	459	D10-400	196

Perhitungan kebutuhan tulangan untuk semua jenis pelat dapat dilihat pada **Lampiran A.1 Rekapitulasi Penulangan Pelat**.

## 5.2 Perencanaan Balok Sekunder

Perencanaan balok sekunder untuk menahan beban grafitasi yaitu kombinasi beban mati dan beban hidup. Balok sekunder direncanakan pada arah y-y seperti pada Gambar 5.1 dibawah ini.



Gambar 5. 1 Rencana Balok Sekunder Lantai

### 5.2.1 Data Perencanaan Balok Sekunder

Data-data yang dibutuhkan dalam perhitungan balok sekunder adalah sebagai berikut :

Mutu beton ( $f'_c$ )	: 35 MPa
Kuat tarik ( $f_y$ )	: 400 MPa
Tebal pelat ( $t$ )	: 120 mm
Selimut beton	: 40 mm
Diameter tul. pokok	: 22 mm
Senggang	: 10 mm
Ukuran B/H	: 400/600 mm
Bentang $l_n$	: $8500 - 500/2 - 400/2 = 8050$ mm

### 5.2.2 Pembebanan Balok sekunder

#### Beban Terbagi Merata pada Pelat Lantai

- **Beban Mati ( $D$ )**

Berat Sendiri	$= 0,12 \times 23,6$	$= 2,83 \text{ kN/m}^2$
Keramik & Spesi		$= 1,1 \text{ kN/m}^2$
Plafond		$= 0,05 \text{ kN/m}^2$
Penggantung		$= 0,1 \text{ kN/m}^2$
Ducting Mec.		$= 0,19 \text{ kN/m}^2$
<b>qD</b>		<b><math>= 4,27 \text{ kN/m}^2</math></b>

- **Beban Hidup ( $L$ )**

Beban untuk atap datar  $= 1,92 \text{ kN/m}^2$

Beban partisi  $= 0,72 \text{ kN/m}^2$

**$qL$**   $= 2,64 \text{ kN/m}^2$

Beban Garis Sepanjang Bentang Balok Sekunder

- **Beban Mati ( $D$ )**

Beban mati pada pelat  $= 4,27 \times 3 = 12,82 \text{ kN/m}$

Berat Sendiri  $= 0,4 \times 0,6 \times 23,6 = 5,66 \text{ kN/m}$

**$qD$**   $= 18,48 \text{ kN/m}$

- **Beban Hidup ( $L$ )**

Beban hidup  $= 2,64 \times 3 = 7,92 \text{ kN/m}$

Kombinasi Pembebanan

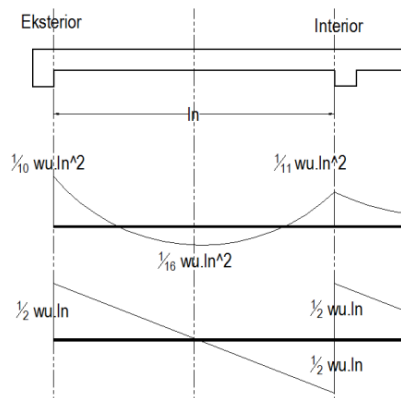
$Qu = 1,2 qD + 1,6 qL$

$= (1,2 \times 18,48) + (1,6 \times 7,92)$

$= 34,848 \text{ kN/m}$

Gaya Dalam Pada Balok Sekunder

Pada desain Balok sekunder, perhitungan struktur menggunakan ketentuan sesuai *Ps.8.3.3 SNI 2874 2013* dan diilustrasikan pada Gambar 5. 2



Gambar 5. 2 Gaya Dalam Pada Balok Sekunder

$$\begin{aligned}
 M_{\text{tump eksterior}} &= 1/10 w_u.l_n^2 \\
 &= 1/10 \times 34,848 \times 8050^2 \\
 &= 225,823,752 \text{ Nmm} \\
 M_{\text{lapangan}} &= 1/16 w_u.l_n^2 \\
 &= 1/16 \times 34,848 \times 8050^2 \\
 &= 141,139,845 \text{ Nmm} \\
 M_{\text{tump interior}} &= 1/11 w_u.l_n^2 \\
 &= 1/11 \times 34,848 \times 8050^2 \\
 &= 205,294,320 \text{ Nmm} \\
 V_u &= w_u.l_n / 2 \\
 &= 34,848 \times 8050 / 2 \\
 &= 140,263.20 \text{ N}
 \end{aligned}$$

### 5.2.3 Tulangan Lentur Balok Sekunder (B2-60/40)

Diambil momen pada tumpun eksterior sbb:

$$M_{\text{tump eksterior}} = 225,823,752 \text{ Nmm}$$

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik  $\phi=0.9$ ) (SNI:2847-2013 Ps. 9.3.2.1)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (35 - 28)}{7} = 0,80$$

$$\begin{aligned}
 dx &= t_{\text{balok}} - \text{decking} - \frac{1}{2} \emptyset - \emptyset_{\text{senggang}} \\
 &= 600 - 40 - \frac{1}{2}(22) - 10 = 539 \text{ mm (Dipasang 1 baris)}
 \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{M_n}{\emptyset b d^2} = \frac{225823752}{0,9 \times 400 \times 539^2} = 2,16 \text{ MPa}$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen ( $a$ )

$$a = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) . d = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,16}{0,85 \times 35}} \right) . 539$$

$$a = 40,65 \text{ mm}$$

Luas Tulangan Perlu ( $A_s$ )

$$A_s = \frac{0,85 . f_c' . a . b}{f_y} = \frac{0,85 \times 35 \times 40,65 \times 400}{400} = 1209 \text{ mm}^2$$

Cek Kondisi Penampang Awal (SNI 2847:2013Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{40,65}{0,8} = 50,82 \text{ mm}$$

$$c/dt = 50,82 / 539 = 0,094 < 0,375 \text{ (Terkendali Tarik)}$$

Cek Syarat Tulangan Perlu (SNI 2847:2013 Ps.21.5.2.1)

$$A_s = 1209 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin1} = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d = \frac{0,25\sqrt{35}}{400} \times 400 \times 539$$

$$= 797,19 \text{ mm}^2 < A_s \quad (\text{OK})$$

$$A_{smin2} = \frac{1,4 b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 540,5}{400}$$

$$= 754,6 \text{ mm}^2 < A_s \quad (\text{OK})$$

$$\rho_{max} = 0,025.b.d$$

$$A_{smax} = 0,025 \times 400 \times 539 = 5390 \text{ mm}^2 > A_s$$

Maka syarat tulangan terpenuhi, sehingga  $A_s$  perlu dapat digunakan

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

Jarak tulangan Utama

$$n_{tul} = \frac{A_{sperlu}}{A_{stul}} = \frac{1209}{0,25 \times \pi \times 22^2} = 3,185, \text{ digunakan 4 buah}$$

Cek spasi tulangan asumsi awal (dipasang 1 baris)

$$S = \frac{bw - 2deck - 2\phi_{sengkang} - n\phi_{tul} \text{ utama}}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 4 \times 22}{4-1} = 70,67 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

$$d_{aktual} = 539 \text{ mm}$$

$$A_{saktual} = 4 \times (0,25 \pi 22^2) = 1520,53 \text{ mm}^2$$



### Kontrol Lendutan

Lendutan maksimum yang diijinkan dalam SNI 2847:2013 Ps.9.5.3.1 tabel 9.5(b) untuk pelat lantai untuk lendutan seketika akibat beban hidup (LL) adalah :

$$\delta_{ijin} = \frac{1}{360} = \frac{8050}{360} = 22,36 \text{ mm}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_y} = 4700 \sqrt{35} = 27805,6$$

$$Q = DL + LL = (18,48 + 7,92) = 26,4 \text{ N/mm}$$

$$I = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} 400 \times 600^3 = 7,2 \times 10^9$$

$$\delta^0 = \left( \frac{5}{384} \times \frac{Q \times L^4}{EI} \right) = \left( \frac{5}{384} \times \frac{26,4 \times 8050^4}{27805,6 \times 7,2 \times 10^9} \right)$$

$$\delta^0 = 7,21 \text{ mm} < \delta_{ijin} = 22,36 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Selanjutnya perhitungan kebutuhan tulangan untuk balok sekunder ditabelkan pada Tabel 5. 3. untuk mempermudah perhitungan dan pelaksanaan maka balok pada atap kebutuhan tulangnya disamakan dengan balok sekunder lantai.

Tabel 5. 3 Penulangan Lentur Balok Sekunder B2-60/40

Lokasi		Mu Nmm	As Perlu	Kebutuhan Tulangan		As Pasang	φMn
1	2	3	4	5	6	7	8
Tump	Kanan (-)	205294320	1095.42	4	D 22	1520.52	281055148.6
	Kanan (+)	121970000	641.41	3	D 22	1140.40	213414234.5
	Kiri (-)	225823752	1209.41	4	D 22	1520.53	281055148.6
	Kiri (+)	146400000	773.12	3	D 22	1140.40	213414234.5
Lap.	Negatif	73200000	381.79	3	D 22	1140.40	213414234.5
	Positif	141139845	744.67	3	D 22	1140.40	213414234.5

Cek Kapasitas Penampang Aktual

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1520,53 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 51,11$$

$$\begin{aligned}\phi Mn &= \phi \cdot As \cdot f_y \cdot (d - 0,5a) \\ &= 0,9 \times 1520,53 \times 400 \times (539 - (0,5 \times 51,11)) \\ &= 281,055,148.6 \text{ Nmm} > 225,823,752 \text{ Nmm (OK)}\end{aligned}$$

Maka dipasang

Tulangan atas : 4D22 ( $As = 1520,53 \text{ mm}^2$ )

Tulangan bawah : 3D22 ( $As = 1140,40 \text{ mm}^2$ )

**5.2.4 Perhitungan Tulangan Geser**Tumpuan

Gaya geser,  $V_u$  pada tumpuan dihitung sejauh  $d$  dari muka kolom atau muka balok primer ( $d$ : tinggi efektif balok)

$$V_{maks} = 140,263.20 \text{ N} = 140,3 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}V_u &= \frac{V_{maks} (0,5Ln - d)}{0,5 Ln} = \frac{140,3 \times 10^3 (0,5 \times 8050 - 539)}{0,5 \times 8050} \\ &= 121512 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_c &= (0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'}) b_w d \\ &= (0,17 \times 1 \times \sqrt{35}) \times 400 \times 539 \\ &= 216836,2 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 216836,2 = 162627,1 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 81313,6 \text{ N}$$

Maka,

$$0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \text{ (gunakan penulangan geser minimum)}$$

Syarat spasi tulangan geser balok *Ps 11.4.5.1 SNI 2847:2013*

$$S \leq d/2 = 539/2 = 269,5 \text{ mm}$$

$$S < 600 \text{ mm}$$

Digunakan Sengkang Tumpuan D10-250

Lapangan

Digunakan sengkang daerah lapangan dengan penulangan geser minimum D10-250

### 5.2.5 Rekapitulasi Perhitungan Penulangan Balok Sekunder

Perhitungan kebutuhan tulangan untuk seluruh jenis balok sekunder ditabelkan pada . untuk mempermudah perhitungan dan pelaksanaan maka balok pada atap kebutuhan tulangannya disamakan dengan balok sekunder lantai. Berikut Merupakan hasil rekapitulasi penulangan balok sekunder :

Tabel 5. 4 Rekapitulasi Penulangan Lentur Balok Sekunder

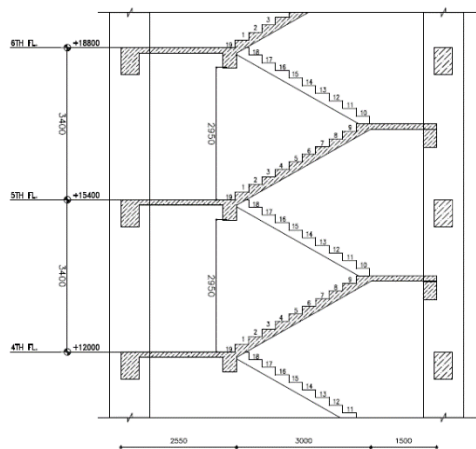
Balok	Lokasi	Mu Nmm	As Perlu	Kebutuhan Tulangan	As Pasang	φMn		
	1	2	3	4	5	6	7	8
B2	Tump	Kanan (-)	205294320	1095.42	4	D22	1520.53	213414234.5
		Kanan (+)	121970000	641.41	3	D22	1140.40	213414234.5
		Kiri (-)	225823752	1209.41	4	D22	1520.53	281055148.6
		Kiri (+)	146400000	773.12	3	D22	1140.40	213414234.5
	Lap.	Negatif	73200000	381.79	3	D22	1140.40	213414234.5
		Positif	141139845	744.67	3	D22	1140.40	213414234.5
B5	Tump	Kanan (-)	137000000	909.05	3	D22	1140.40	169737028.7
		Kanan (+)	18000000	114.57	2	D22	760.27	115489461.8
		Kiri (-)	133000000	881.20	3	D22	1140.40	169737028.7
		Kiri (+)	13000000	82.61	2	D22	760.27	115489461.8
	Lap.	Negatif	34220000	218.98	2	D22	760.27	115489461.8
		Positif	81480000	529.90	2	D22	760.27	115489461.8
B6	Tump	Kanan (-)	76370000	563.65	2	D22	760.27	101804684.2
		Kanan (+)	119160000	897.28	3	D22	1140.40	149209862.3
		Kiri (-)	121300000	914.34	3	D22	1140.40	149209862.3
		Kiri (+)	60630000	444.32	2	D22	760.27	101804684.2
	Lap.	Negatif	55060000	402.51	2	D22	760.27	101804684.2
		Positif	66230000	486.57	2	D22	760.27	101804684.2

Tabel 5. 5 Rekapitulasi Penulangan Geser Balok Sekunder

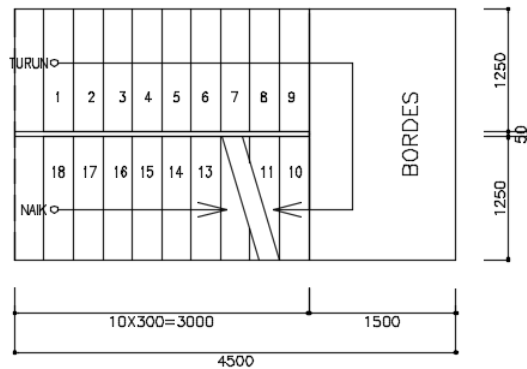
Balok	Lokasi	Kebutuhan Tulangan Geser
1	2	3
B2	Tumpuan :	D10 -100 mm
	Lapangan :	D10 -250 mm
B5	Tumpuan :	D10 -100 mm
	Lapangan :	D10 -200 mm
B6	Tumpuan :	D10 -100 mm
	Lapangan :	D10 -175 mm

### 5.3 Desain Tangga

Desain struktur tangga dapat mengambil beberapa alternatif, baik itu konstruksi maupun perletakan. Dalam Desain tangga ini diasumsikan sebagai frame 2 dimensi yang kemudian dianalisa untuk menentukan gaya-gaya dalamnya dengan Desain struktur statis tertentu. Perletakan dapat diasumsikan sebagai sendi-sendi, sendi-jepit, sendi-rol maupun jepit-jepit. Dalam perhitungan ini perletakan diasumsikan sebagai sendi-rol.



Gambar 5. 3 Potongan Tangga



Gambar 5. 4 Denah Tangga

### 5.3.1 Data Desain Tangga

Data-data yang dibutuhkan dalam perhitungan tangga adalah sebagai berikut :

Tinggi Antar Lantai	= 3,4 m
Tinggi bordes	= 1,7 m
Panjang Tangga	= 3,0 m
Lebar bordes	= 1,5 m
Lebar tangga	= 1,25 m
Lebar injakan( <i>i</i> )	= 30 cm
Tanjakan ( <i>t</i> )	= 17 cm
Tebal pelat tangga ( <i>h</i> )	= 12 cm
Tebal pelat bordes	= 12 cm
Panjang ( <i>b</i> )	= diambil tiap 1m = 1000 mm
Tulangan Pokok	= D16 mm
Tulangan Bagi	= D10 mm
Mutu Beton ( <i>f<sub>c</sub>'</i> )	= 30 MPa
Mutu Baja ( <i>f<sub>y</sub></i> )	= 400 MPa
Selimut Beton	= 20 mm
Tinggi Efektif ( <i>d</i> )	= $h - \text{Selimut} - \frac{1}{2} \text{Ø Tulangan}$
	= 120 mm – 20 mm – $\frac{1}{2}$ 16 mm
	= 92 mm

$$\begin{aligned}\text{Jumlah tanjakan } (n_t) &: \frac{170}{17} = 10 \text{ buah} \\ &: n_t - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Syarat desain tangga : } & 60 \leq 2t + i \leq 65 \\ & 60 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65 \\ & 60 \leq 64 \leq 65 \text{ (memenuhi)} \\ & \alpha = \tan^{-1} \left( \frac{1.7}{3.0} \right) = 29,54^\circ \\ & 25^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \text{ (memenuhi syarat)}\end{aligned}$$

Tebal Pelat Rata-rata :

$$\begin{aligned}T &= \left( \frac{i}{2} \right) \times \sin \alpha = \left( \frac{0,3}{2} \right) \times \sin (29,54) = 0,0740 \text{ m} \\ T &= 0,12 + 0,074 = 0.194 \text{ m}\end{aligned}$$

### 5.3.2 Pembebanan Tangga

Perhitungan beban pada tangga dapat ditabelkan pada Tabel 5. 6 pada pelat tangga dan Tabel 5. 7 pada bordes tangga sebagai berikut:

Tabel 5. 6 Pembebanan Pada Pelat Tangga

Komponen Beban	t (m)	Q	Beban Merata
<b><u>Beban Mati</u></b>			
berat sendiri plat tangga	0.194	$23.6/\cos 29,54 =$	$5.26 \text{ kN/m}^2$
Keramik & Spesi	1	$1.1$	$= 1.1 \text{ kN/m}^2$
Pegangan			$= \underline{1.5 \text{ kN/m}^2}$
		DL	$= 7.86 \text{ kN/m}^2$
<b><u>Beban Hidup</u></b>		LL	$= 4.76 \text{ kN/m}^2$
<b><u>Kombinasi Beban</u></b>			
Qu		$= 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$	
		$= 1.2 \times 7.86 + 1.6 \times 4.76$	$= 17.049 \text{ kN/m}^2$

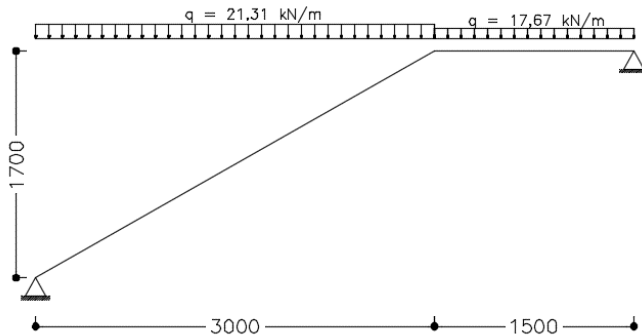
Tabel 5. 7 Pembebanan Pada Bordes

Komponen Beban	t (m)	Q	Beban Merata
Beban Mati			
berat sendiri plat tangga	0.12	23.6	= 2.83kN/m <sup>2</sup>
Keramik & Spesi	1	1.1	= 1.1kN/m <sup>2</sup>
Pegangan			= 1.5kN/m <sup>2</sup>
		DL	= 5.43kN/m <sup>2</sup>
Beban Hidup		LL	= 4.76kN/m <sup>2</sup>
Kombinasi Beban			
Qu		= 1.2 DL + 1.6 LL	
		= 1.2×5.43 + 1.6×4.76 = 14.134kN/m <sup>2</sup>	

Selanjutnya gaya batang dihitung dengan menggunakan beban yang telah dihitung sebagai beban garis sepanjang bentang tangga, maka beban garis yang bekerja pada tangga dihitung sebagai berikut:

$$q_1 (\text{tangga}) = 17.049 \text{ KN/m}^2 \times 1.25 \text{ m} = 21.31 \text{ KN/m}$$

$$q_2 (\text{bordes}) = 14.134 \text{ KN/m}^2 \times 1.25 \text{ m} = 17.67 \text{ KN/m}$$



Gambar 5. 5 Pembebanan Struktur Tangga

### Analisa Gaya Dalam

Melalui permodelan rangka dengan menggunakan ETABS maka didapatkan bidang normal, bidang momen, dan bidang geser sebagai berikut :

Reaksi Perletakkan

$$\sum MA=0$$

$$R_B \times (3,0 + 1,5) = 21,31 \times \frac{3,0^2}{2} + 17,67 \times 1,5 \times \left( \frac{1,5}{2} + 3,0 \right)$$

$$R_B = 43,397 \text{ kN}$$

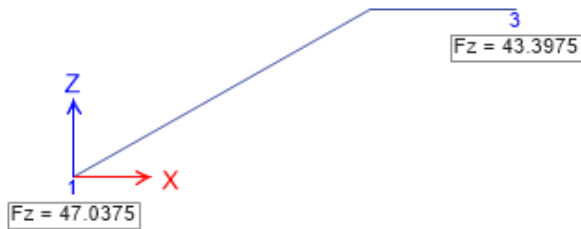
$$\sum MB=0$$

$$R_A \times (3,0 + 1,5) = 17,67 \times \frac{1,5^2}{2} + 21,31 \times 3,0 \times \left( \frac{3,0}{2} + 1,5 \right)$$

$$R_A = 47,040 \text{ kN}$$

$$\sum V = 0$$

$$47,040 + 43,397 - (17,67 \times 1,5) - (21,31 \times 3,0) = 0$$



Gambar 5. 6 Reaksi Perletakkan Pemodelan Tangga

- **Perhitungan Momen**

Potongan  $x_1$

$$M_{X1} = R_A \times X_1 - \left( \frac{q_1 X_1^2}{2} \right)$$



$$M_{X1} = 47,04 \times X_1 - \left( \frac{21,31 X_1^2}{2} \right)$$

$$X_1 = 0 \text{ m} \quad \rightarrow M_A = 0 \text{ kNm}$$

$$X_1 = 3,0 \text{ m} \quad \rightarrow M_C = 45,218 \text{ kNm}$$

Potongan  $x_2$

$$M_{X2} = R_B \times X_2 - \left( \frac{q_2 X_2^2}{2} \right)$$

$$M_{X2} = 43,397 \times x_2 - \left( \frac{17,67 X_2^2}{2} \right)$$

$$X_2 = 0 \text{ m} \quad \rightarrow M_A = 0 \text{ kNm}$$

$$X_2 = 1,5 \text{ m} \quad \rightarrow M_C = 45,218 \text{ kNm}$$

- **Momen Maksimum pada Tangga**

$$R_A \cos \alpha - (q_1 X_1) = 0$$

$$D_{x1} = 0 \rightarrow 47,04 + (21,31 \times X_1) = 0$$

$$X_1 = \frac{47,04}{21,31} = 2,207 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 47,04 \times 2,207 - \left( \frac{21,31 \times 2,207^2}{2} \right)$$

$$M_{\max} = 51,915 \text{ kNm}$$

- **Perhitungan Gaya Lintang**

Pada Tangga ( $0 < X_1 < 3,0$ )

$$X = 0 \text{ m}$$

$$D_1 = R_A \cos \alpha - q_1 X \cos \alpha$$

$$D_1 = 47,04 \times \cos 29,54^\circ - 21,31 \times 0 \times \cos 29,54^\circ$$

$$D_1 = 40,926 \text{ kN}$$

$$X = 3,0 \text{ m}$$

$$D_2 = R_A \cos \alpha - q_1 X \cos \alpha$$

$$D_1 = 47,04 \times \cos 29,54^\circ - 21,31 \times 3 \times \cos 29,54^\circ$$

$$D_2 = -14,698 \text{ kN}$$

Pada Bordes ( $0 < X_2 < 1.5$ )

$$X = 0 \text{ m}$$

$$D_2 = -R_B$$

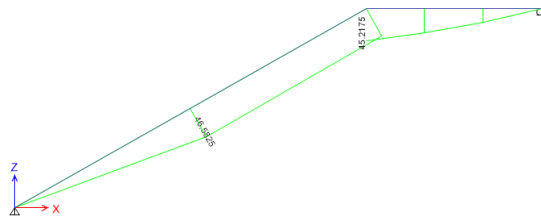
$$D_2 = -43,397 \text{ kN}$$

$$X = 1.5 \text{ m}$$

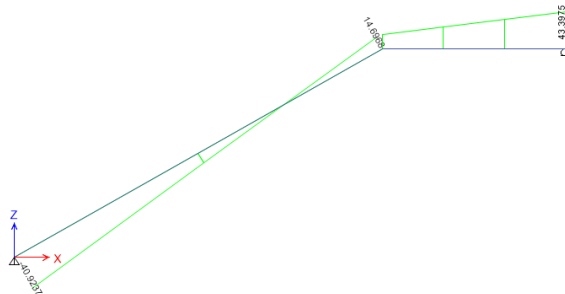
$$D_2 = -R_B + qb \cdot X_2$$

$$D_2 = -43,397 + 17,67 \times 1,5$$

$$D_2 = -16.894 \text{ kN}$$



Gambar 5. 7 Gaya Momen Tangga



Gambar 5. 8 Gaya Lintang Tangga

### 5.3.3 Perhitungan Tulangan Tangga

Menghitung Kebutuhan Tulangan Tangga diambil momen maksimum  $M = 29,089 \text{ kNm}$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (35 - 28)}{7} = 0,80$$

$$dx = t_{\text{pelat}} - \text{decking} - \frac{1}{2} \varnothing = 120 - 20 - \frac{1}{2}(16) = 92 \text{ mm}$$

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik  $\phi=0.9$ ) (SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{51,91 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 92^2} = 6,81$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen (  $a$  ), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga:

$$a = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f_c'}} \right) d = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 6,81}{0,85 \times 35}} \right) 92 = 24,28$$

Luas Tulangan Perlu (  $A_s$  )

$$A_s = \frac{0,85 f_c' a b}{f_y} = \frac{0,85 \times 35 \times 24,28 \times 1000}{400} = 1805,7$$

Cek Kondisi Penampang (SNI 2847 2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{24,28}{0,80} = 30,348$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen (  $a$  ), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga :

$c/d_t = 30,348 / 92 = 0.329 < 0.375$  (Asumsi awal benar, penampang terkendali tarik)

Cek Syarat Min Tulangan (SNI 2847 2013 Ps.7.12.2.1)

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{A_s}{b d} = \frac{1805,7}{1000 \times 92} = 0,0196$$

$$\rho_{\min} = 0,0018 \times \frac{420}{400} = 0,00189$$

$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$  ,Maka rasio tulangan minimum terpenuhi, sehingga *As perlu* dapat digunakan.

Kontrol Jarak Spasi Tulangan Jarak tulangan Utama

Jarak tulangan yang diperlukan :

$$s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} = \frac{\pi}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{1805,7} = 111,3 \text{ mm}$$

Jarak tulangan maksimum (SNI 2847 2013 Ps.10.5.4)

$$S_{\max} \leq 2 \times h \leq 2 \times 120 = 240 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan D16 – 100 mm ( $A_s = 2010 \text{ mm}^2$  )

Perhitungan Tulangan Susut dan Suhu

Didapatkan  $\rho_{\text{susut}} = 0.00189$  untuk  $f_y = 400 \text{ MPa}$  (SNI 2847:2013 Ps. 7.12.2.1)

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{susut}}} &= 0.00189 \times b \times h \\ &= 0.00189 \times 1000 \times 120 \\ &= 226,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan susut yang diperlukan :

$$s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} = \frac{\pi}{4} \times 10^2 \times \frac{1000}{226,8} = 346,29 \text{ mm}$$

$S < 5 h = 5 \times 120 = 600 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 Ps. 7.12.2.2)

$S \leq 450 \text{ mm}$

Maka untuk tulangan susut dipasang D10 – 250 mm.

Kontrol Ketebalan Plat Terhadap Geser

Nilai geser yang terjadi pada penampang tangga dihitung sesuai SNI-03-2847-2013 Ps.8.3.3, untuk pelat tangga

geser yang terjadi pada penampang ditahan oleh kuat geser beton  $V_c$  yang dihitung sesuai *SNI 2847:2013 Ps.11.2.1.1*

$$V_u = 40,926 \text{ kN} = 40926 \text{ N}$$

$$V_c = (0,17 \lambda \sqrt{f'_c}) \times b \times d$$

$$V_c = (0,17 \times 1 \times \sqrt{35}) \times 1000 \times 92 = 92527 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 92527 = 69395 \text{ N}$$

$$\phi V_c \geq V_u = 69395 \text{ N} > 40926 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Maka tidak memerlukan tulangan geser disepanjang tangga, karena geser beton telah mampu memikul beban geser.

### 5.3.3 Perhitungan Tulangan Bordes Tangga

Menghitung Kebutuhan Tulangan Bordes Tangga diambil momen maksimum  $M = 45.21 \text{ kNm}$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f'_c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (35 - 28)}{7} = 0,80$$

$$dx = t \text{ pelat} - \text{decking} - \frac{1}{2} \emptyset = 120 - 20 - \frac{1}{2}(16) = 92 \text{ mm}$$

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik  $\phi=0.9$ ) (*SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1*)

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{45,21 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 92^2} = 5,94$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen ( $a$ ), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga:

$$a = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'_c}} \right) d = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 5,94}{0,85 \times 35}} \right) 92 = 20,68$$

Luas Tulangan Perlu ( $A_s$ )

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \times 35 \times 20,68 \times 1000}{400} = 1538,1$$

Cek Kondisi Penampang (SNI 2847 2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20,68}{0,80} = 25,85$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen (  $a$  ), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga :

$$c/dt = 25,85/92 = 0.281 < 0.375 \dots\dots \text{(Asumsi awal benar, penampang terkendali tarik)}$$

Cek Syarat Min Tulangan (SNI 2847 2013 Ps.7.12.2.1)

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{1538,1}{1000 \times 92} = 0,0167$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018 \times \frac{420}{400} = 0,00189$$

$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$  ,Maka rasio tulangan minimum terpenuhi, sehingga  $A_s$  *perlu* dapat digunakan.

Kontrol Jarak Spasi Tulangan Jarak tulangan Utama

Jarak tulangan yang diperlukan :

$$s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} = \frac{\pi}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{1538,1} = 130,7 \text{ mm}$$

Jarak tulangan maksimum (SNI 2847 2013 Ps.10.5.4)

$$S_{\text{max}} \leq 2 \times h \leq 2 \times 120 = 240 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan D16 – 125 mm ( $A_s = 1608 \text{ mm}^2$  )

Perhitungan Tulangan Susut dan Suhu

Didapatkan  $\rho_{\text{susut}} = 0.00189$  untuk  $f_y = 400$  MPa (*SNI 2847:2013 Ps. 7.12.2.1*)

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{susut}}} &= 0.00189 \times b \times h \\ &= 0.00189 \times 1000 \times 120 \\ &= 226,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan susut yang diperlukan :

$$s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} = \frac{\pi}{4} \times 10^2 \times \frac{1000}{226,8} = 346,29 \text{ mm}$$

$S < 5h = 5 \times 120 = 600 \text{ mm}$  (*SNI 2847:2013 Ps. 7.12.2.2*)

$S \leq 450 \text{ mm}$

Maka untuk tulangan susut dipasang D10 – 250 mm.

#### Kontrol Ketebalan Plat Terhadap Geser

Nilai geser yang terjadi pada penampang tangga dihitung sesuai *SNI 2847:2013 Ps. 8.3.3*, untuk pelat tangga geser yang terjadi pada penampang ditahan oleh kuat geser beton  $V_c$  yang dihitung sesuai *SNI-03-2847-2013 Ps. 11.2.1.1*

$$V_u = 43,396 \text{ kN} = 43396 \text{ N}$$

$$V_c = (0,17\lambda\sqrt{f'_c}) \times b \times d$$

$$V_c = (0,17 \times 1 \times \sqrt{35}) \times 1000 \times 92 = 92527 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 92527 = 69395 \text{ N}$$

$$\phi V_c \geq V_u = 69395 \text{ N} > 43396 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Maka tidak memerlukan tulangan geser disepanjang tangga, karena geser beton telah mampu memikul beban geser.

Dengan menggunakan perhitungan yang sama dengan hitungan tangga diatas, maka didapatkan perhitungan penulangan tangga untuk ketinggian antar lantai 4m sebagai berikut :

Penulangan Tangga : Lentur: D16-100

Susut : D10-250

Penulangan Bordes : Lentur: D16-125

Susut : D10-250

## 5.4 Desain Balok Lift

### 5.4.1 Data Perencanaan Balok Lift

Pada perancangan lift ini meliputi balok – balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift. Untuk lift pada bangunan ini menggunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Sigma Elevator dengan data – data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift : Passenger Elevator

Brand : Sigma Elevator

Kapasitas : 1150 Kg

Kecepatan : 100 m/min

Dimensi sangkar ( car size )

– Car Wide (CW) : 2000 mm

– Car Depth (CD) : 1350 mm

– Opening : 900 mm

Dimensi ruang luncur (*Hoistway*)

– *Hoistway width* (HW) : 5250 mm

– *Hoistway Depth* (HD) : 2050 mm

Beban reaksi ruang mesin

R1 : 8000 kg (berat mesin penggerak lift + beban kereta + perlengkapan)

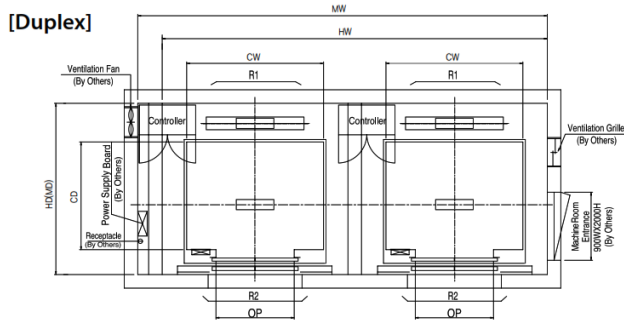
R2 : 5200 kg (berat bandul pemberat + perlengkapan)

Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam Tabel 5. 8 :

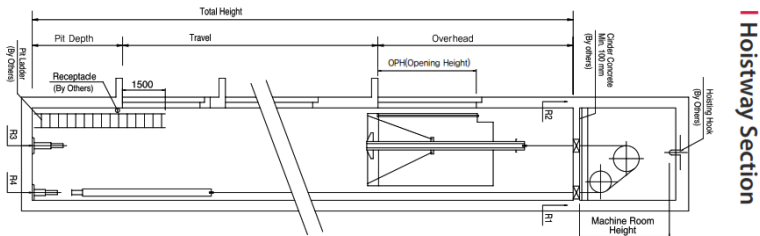
Tabel 5. 8 Spesifikasi Mesin Lift Sigma

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load			
	Person	Load(kg)		CW	CD	Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
						HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400	850	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	550	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	600	800	1400	1130	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2300	4850	2300	2350	2300	4850	2300	8000	5200	9550	7150
	20	1350	1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050	8900	6000	10200	7500
	24	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
				2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				





Gambar 5. 9 Denah Lift



Gambar 5. 10 Potongan Lift

### 5.4.2 Pembebanan Balok Lift

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak, berat kereta luncur, akibat bandul pemberat dan perlengkapan.

#### a. Beban Kejut

Sesuai dengan *PPIUG 1983 Psl 3.3.3* menyatakan bahwa keran yang membebani struktur terdiri dari berat sendiri keran ditambah dengan berat muatan yang diangkatnya. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dan dikalikan dengan suatu koefisien yang ditentukan menurut rumus sebagai berikut :

$$\psi = (1 + (k_1 \times k_2 \times V)) > 1,15$$

Dimana :

$\psi$  = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

$V$  = kecepatan angkat maksimum dalam m/dt pada pengangkatan muatan maksimum dalam keran primer dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau dan nilainya tidak perlu lebih dari 1,00 m/dt

$k_1$  = koefisien yang tergantung pada kekuatan struktur keran primer, untuk keran primer dengan struktur rangka pada umumnya diambil sebesar 0,6

$k_2$  = koefisien yang tergantung pada sifat-sifat mesin angkat dari keran angkatnya dan dapat diambil sebesar 1,3.

Dalam Desain lift menggunakan :

$$V = 1 \text{ m/s}$$

$$k_1 = 0,6$$

$$k_2 = 1,3$$

$$\psi = (1 + (0,6 \times 1,3 \times 1)) > 1,15$$

$$\psi = 1,78 > 1,15$$

Beban lift  $R_1 = 8000 \text{ kg}$

Dengan menggunakan  $\psi = 1,78$  maka beban terpusat yang bekerja pada balok adalah :

$$P = R_1 \times \psi = 8000 \text{ kg} \times 1,78 = 14240 \text{ kg}$$

**b. Beban Mati**

$$\text{Berat balok} = 0,3 \times 0,45 \times 2400 = 324 \text{ kg/m}$$

$$\text{Pelat} = 0,12 \times 0,3 \times 2400 = 86,4 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total} = 410,4 \text{ kg/m}$$

**c. Beban Hidup**

$$q \text{ hidup} = 0,3 \times 100 = 30 \text{ kg/m}$$

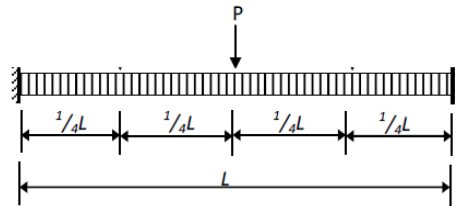
**d. Beban Berfaktor**

$$q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2 (410,4) + 1,6 (30) = 540,48 \text{ kg/m}$$

### Analisa Gaya Dalam Balok Lift

Analisa gaya dalam yang digunakan untuk penampang menggunakan data pembebanan yang diketahui adalah sebagai berikut :



Gambar 5. 11 Pemodelan Balok Lift

Dengan menggunakan persamaan tiga momen (struktur statis tak tentu)

$$\text{A jepit : } \theta_{AB} = 0$$

$$M_A = M_B$$

$$-\frac{M_A L_{AB}}{3EI_{AB}} - \frac{M_A L_{AB}}{6EI_{AB}} + \frac{qL_{AB}^3}{24EI_{AB}} + \frac{pL_{AB}^2}{16EI_{AB}} = 0$$

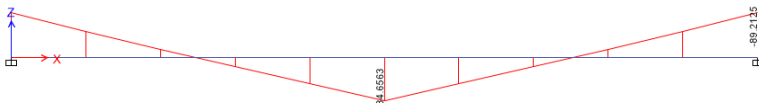
$$-\frac{M_A 4,5}{3EI_{AB}} - \frac{M_A 4,5}{6EI_{AB}} + \frac{5,40 \times 4,5^3}{24EI_{AB}} + \frac{142,4 \times 4,5^2}{16EI_{AB}} = 0$$

$$2,25M_A = 200,75$$

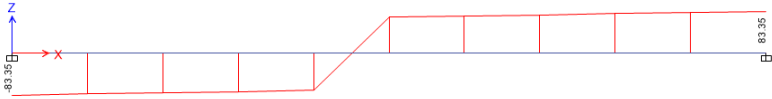
$$M_A = 89,22 \text{ kNm}$$

Dengan menggunakan *free body diagram*

$$V_A = V_B = \frac{142,4 + 5,40 \times 4,5}{2} = 83,36 \text{ kN}$$



Gambar 5. 12 Gaya Momen Balok Lift



Gambar 5. 13 Gaya Geser Balok Lift

### 5.4.3 Perhitungan Tulangan Balok Lift

- a. Perhitungan Tulangan Lentur  
Menghitung Kebutuhan Tulangan Balok Lift diambil momen tumpuan  $M = 112,62 \text{ kNm}$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (35 - 28)}{7} = 0,80$$

$$dx = t \text{ balok} - \text{decking} - \frac{1}{2} \varnothing = 450 - 40 - \frac{1}{2}(16) = 402 \text{ mm}$$

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik  $\phi = 0.9$ ) (SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{89,22 \times 10^6}{0,9 \times 300 \times 402^2} = 2,04$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen ( $a$ ), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga:

$$a = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f_c'}} \right) d = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,04}{0,85 \times 35}} \right) 402 = 28,65$$

Luas Tulangan Perlu ( $A_s$ )

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \times 35 \times 28,65 \times 300}{400} = 639,29$$

Cek Kondisi Penampang (SNI 2847 2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{28,65}{0,80} = 35,81$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen (  $a$  ), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga :

$$c/dt = 35,81 / 402 = 0,089 < 0,375 \dots\dots (\text{Asumsi awal benar, penampang terkendali tarik})$$

Cek Syarat Min Tulangan (SNI 2847 2013 Ps.7.12.2.1)

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{639}{300 \times 402} = 0,0053$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018 \times \frac{420}{400} = 0,00189$$

$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$  ,Maka rasio tulangan minimum terpenuhi, sehingga  $A_s$  *perlu* dapat digunakan.

Kontrol Jarak Spasi Tulangan Jarak tulangan Utama  
Tulangan yang diperlukan :

$$n_{\text{tul}} = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s1\text{tul}}} = \frac{639}{\frac{\pi}{4} \times 16^2} = 3,1 \approx 4 \text{ buah}$$

Cek Kapasitas Penampang Aktual

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{804,2 \times 400}{0,85 \times 35 \times 300} = 26,89$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 804,2 \times 400 \times \left( 402 - \frac{26,89}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 112,5 \text{ kNm} \geq M_u = 89,2 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

Maka dipasang

Tulangan atas : 4D16 ( $A_s = 804,24 \text{ mm}^2$ )

Tulangan bawah : 4D16 ( $A_s = 804,24 \text{ mm}^2$ )

## b. Perhitungan Tulangan Geser

Tumpuan

Gaya geser,  $V_u$  pada tumpuan dihitung sejauh  $d$  dari muka kolom atau muka balok primer ( $d$ : tinggi efektif balok)

$$V_{maks} = 83,36 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{V_{maks} (0,5L_n - d)}{0,5 L_n} = \frac{83,36 \times 10^3 (0,5 \times 4500 - 402)}{0,5 \times 4500} \\ = 68467,0 \text{ N}$$

$$V_c = (0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'}) b_w d \\ = (0,17 \times 1 \times \sqrt{35}) \times 300 \times 402 \\ = 121291,5 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 121291,5 = 90968,601 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 45484,3 \text{ N}$$

Maka,

$$0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \text{ (gunakan penulangan geser minimum)}$$

Syarat spasi tulangan geser balok *Ps 11.4.5.1 SNI 2847:2013*

$$S \leq d/2 = 402/2 = 201 \text{ mm}$$

$$S < 600 \text{ mm}$$

Digunakan Sengkang Tumpuan D10-200

Lapangan

Digunakan sengkang daerah lapangan dengan penulangan geser minimum D10-200

## **BAB VI**

### **ANALISA STRUKTUR**

#### **6.1 Pembebanan Struktur**

Dalam Desain gedung bertingkat perlu dilakukan adanya Desain pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Desain pembebanan diambil sesuai dengan SNI 1726:2013 Pedoman Pembebanan Minimum Untuk Perancangan Bangunan Rumah dan Gedung untuk beban hidup dan ASCE 7-10 *Minimum Design Load for Buildings and Other Structure* untuk beban mati. Sedangkan beban gempa diambil sesuai dengan SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung dengan disesuaikan tempat desain gedung, yaitu wilayah gempa Surabaya.

##### **6.1.1 Beban Mati**

Beban mati terdiri dari berat sendiri elemen struktur dan beban mati tambahan.

###### **a. Berat Sendiri Struktur**

- Beban Material Beton Bertulang :  $23.6 \text{ kN/m}^2$  (ASCE 7-10 Table C3-1, *Concrete, Reinforced Stone*)

###### **b. Beban Mati Tambahan**

Lantai 1-20

- Beban Keramik + Spesi :  $1,10 \text{ kN/m}^2$  (ASCE 7-10 Table C3-1 *Ceramic, or quarry tile (19mm) on 25mm mortar bed*)
- Beban ducting mekanikal :  $0,19 \text{ kN/m}^2$  (ASCE 7-10 Table C3-1, *Mechanical Duct Allowance*)
- Beban penggantung langit-langit :  $0,1 \text{ kN/m}^2$  (ASCE 7-10 Table C3-1 , *Suspended Steel Channel System*)
- Beban Plafon :  $0,05 \text{ kN/m}^2$  (ASCE 7-10 Table C3-1, *Acoustical fiberboard*)

• Total Beban Mati Tambahan Lantai :  $1.44 \text{ kN/m}^2$   
Lantai 21 (Atap)

- Beban lapisan waterproofing :  $0,05 \text{ kN/m}^2$  (ASCE 7-10 Table C3-1, *Waterproofing Membranes Liquid Applied* )
  - Beban ducting mekanikal :  $0,19 \text{ kN/m}^2$  (ASCE 7-10 Table C3-1, *Mechanical Duct Allowance*)
  - Beban penggantung langit-langit :  $0,1 \text{ kN/m}^2$  (ASCE 7-10 Table C3-1 , *Suspended Steel Channel System*)
  - Beban Plafon :  $0,05 \text{ kN/m}^2$  (ASCE 7-10 Table C3-1, *Acoustical fiberboard*)
- Total Beban Mati Tambahan Atap :  $0,39 \text{ kN/m}^2$

**c. Beban Dinding**

Beban dinding  $\frac{1}{2}$  bata :  $2.3 \text{ kN/m}^2$  (ASCE 7-10 Table C3-1)

**6.1.2 Beban Hidup**

Beban hidup yang digunakan tidak dikalikan dengan faktor reduksi. Rincian beban hidup yang digunakan adalah :

**a. Lantai 1-20**

Lantai hunian :  $1,92 \text{ kN/m}^2$  (SNI 1727:2013 tabel 4-1)

Beban Partisi :  $0,72 \text{ kN/m}^2$  (SNI 1727:2013 pasal 4.32)

**b. Lantai 21 (Atap)**

Atap datar :  $0,96 \text{ kN/m}^2$  (SNI 1727:2013 tabel 4-1)

**6.2 Respon Gempa Elastis (SNI 1726 2017)**

Perhitungan Respon Gempa sesuai SNI 1726:2017 dengan redaman kritis 5% dengan probabilitas terjadinya gempa 2% dalam kurun waktu 50 tahun adalah sebagai berikut:

Lokasi : Surabaya

Tanah dasar : Tanah Lunak ( $N_{spt} < 15$ )

Kategori Resiko : II

Faktor Keutamaan Gempa ( $I_e$ ) : 1

Percepatan. batuan dasar perioda 2,0 dt ( $S_s$ ) : 0,663

Percepatan batuan dasar perioda 1,0 dt ( $S_I$ ) : 0,247



Klasifikasi Situs	: SE
Fak. Koefisien situs perioda 2,0 dt ( $F_a$ )	: 1,374
Fak. Koefisien situs perioda 1,0 dt ( $F_v$ )	: 3,012

Tabel 6. 1 Penentuan Klasifikasi Situs

No	Dalam	Ketebalan (Di)	Deskripsi	Nilai NSPT	di/Ni
1	5	5	Silty Clay, very soft	4	1
2	10	5	Silty Clay, medi to stiff	13	0.384
3	17	7	Silty sand, dense	18	0.388
4	40	23	Silty clay, stiff to very stiff	26	0.884
		40			2.658

Maka tahanan penetrasi rata-rata ( $\bar{N}$ ) adalah :

$$\bar{N} = \frac{\sum d_i}{\sum \frac{d_i}{N_i}} = \frac{2,658}{40} = 13,75,$$

Termasuk dalam klasifikasi situs tanah sedang ( $S_E$ )

1. Parameter respons percepatan pada periode 2,0 dt  
 $S_{MS} = F_a \times SS = 1,374 \times 0,663 = 0,911 \text{ g}$
2. Parameter respons percepatan pada periode 1,0dt  
 $S_{MI} = F_v \times SI = 3,012 \times 0,247 = 0,744 \text{ g}$
3. Parameter spektral percepatan pada periode 2,0 dt  
 $S_{DS} = 2/3 S_{MS} = 2/3 \times 0,911 = 0.607 \text{ g}$
4. Parameter spektral percepatan pada periode 1dt ( $S_{DI}$ )  
 $S_{DI} = 2/3 S_{MI} = 2/3 \times 0,744 = 0.496 \text{ g}$
5. Periode getar Fundamental Struktur

$$\text{Untuk } T_0 < T, \text{ maka } S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

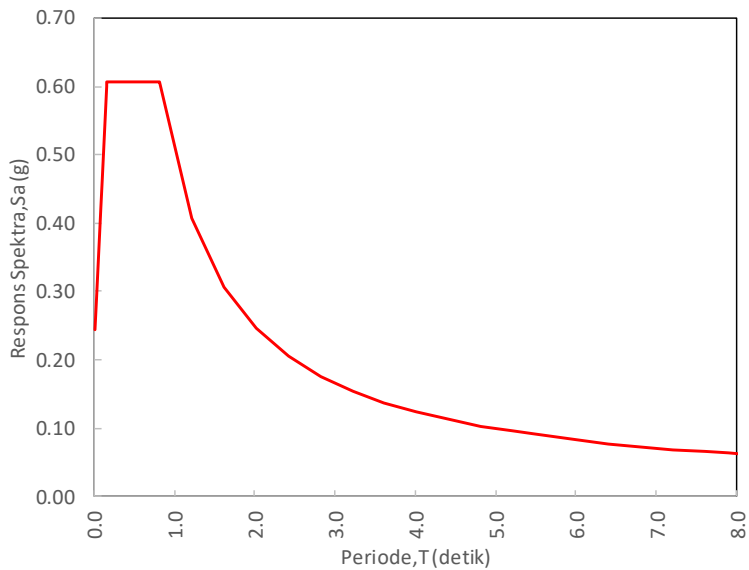
$$\text{Untuk } T_0 \leq T \leq T_s, \text{ maka } S_a = S_s$$

$$\text{Untuk } T > T_s, \text{ maka } S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Sehingga didapatkan respon spektrum desain sebagai berikut :

Tabel 6. 2 Percepatan Respon Spektra

<b>T (det)</b>	<b>Sa (g)</b>	<b>T (det)</b>	<b>Sa (g)</b>	<b>T (det)</b>	<b>Sa (g)</b>	<b>T (det)</b>	<b>Sa (g)</b>
0.000	0.243	0.090	0.444	0.817	0.607	2.617	0.190
0.010	0.265	0.100	0.466	1.017	0.488	2.817	0.176
0.020	0.288	0.110	0.488	1.217	0.408	3.017	0.164
0.030	0.310	0.120	0.511	1.417	0.350	3.217	0.154
0.040	0.332	0.130	0.533	1.617	0.307	3.417	0.145
0.050	0.354	0.140	0.555	1.817	0.273	3.617	0.137
0.060	0.377	0.150	0.578	2.017	0.246	3.817	0.130
0.070	0.399	0.160	0.600	2.217	0.224	4.017	0.123
0.080	0.421	0.163	0.607	2.417	0.205		



Gambar 6. 1 Elastic Respon Spekturm Desain Wilayah Surabaya

### 6.3 Perhitungan Base Shear dengan DDBD

Dalam perhitungan *base shear* dengan metode pendekatan DDBD, target kinerja (*performance level*) pada gedung Apartemen Grand Sungkono Lagoon Tower Caspian akan di rencanakan pada level kinerja *Life Safety* dengan simpangan rencana menurut ATC-40 adalah 0.02 atau 2%. Untuk semua arah x dan y akan didesain dengan Sistem Ganda/ *Dual System* (sistem dinding geser beton bertulang khusus dan sistem rangka pemikul momen khusus). Dalam perhitungan *base shear* dengan DDBD dihitung tetap pada masing-masing arah yang ditinjau dengan menggunakan metode Priestly dan untuk respon gempa dihitung sesuai SNI 1726 2012 dengan tingkat redaman 5%. Berat Seismik efektif adalah 1 Beban Mati + 0.5 Beban Hidup.

#### 6.3.1 Perhitungan Berat Bangunan

Pembebanan yang diinputkan pada ETABS haruslah mendekati yang telah di hitung secara manual sehingga pembebanan pada ETABS dapat dikatakan benar. Berikut adalah pembebanan gravitasi berat bangunan secara manual, berat masing-masing lantai dihitung pada Tabel 6. 3 - Tabel 6. 10 sebagai berikut:

Tabel 6. 3 Beban Hidup Lantai G - 20

Komponen Beban	Ket	panjang (m)	lebar (m)	tinggi (m)	q	Jumlah	Berat (KN)
Lantai Huni					1.92		
Partisi					0.72		
Luasan			915.00		2.64		2415.6

Tabel 6. 4 Beban Hidup Lantai Atap

Komponen Beban	Ket	panjang (m)	lebar (m)	tinggi (m)	q	Jumlah	Berat (KN)
Atap Datar					0.96		
Luasan			1008.00		0.96		967.68

Tabel 6. 5 Beban Mati Lantai G

Komponen Beban	Ket	panjang (m)	lebar (m)	tinggi (m)	q	Jumlah	Berat (KN)
B1-75/50	Beam	8.5	0.5	0.75	23.6	16	1203.60
		7	0.5	0.75	23.6	6	371.70
B2-60/40	Beam	8.5	0.4	0.6	23.6	12	577.73
		7	0.4	0.6	23.6	6	237.89
		5	0.4	0.6	23.6	2	56.64
B3-75/50	Beam	6	0.5	0.75	23.6	14	743.40
B4-60/40	Beam	6	0.4	0.6	23.6	8	271.87
		3	0.4	0.6	23.6	4	67.97
B5-50/30	Beam	6	0.3	0.5	23.6	2	42.48
		3	0.3	0.5	23.6	12	127.44
B6-45/30	Beam	3	0.3	0.45	23.6	2	19.12
CB-70/40	Couple	3	0.4	0.7	23.6	2	39.65
K1-100/100	Column	4	1	1	23.6	28	2643.20
SL	Floor	42	24.00	0.12	23.6	1	2854.66
	Void	7	4.50	-0.12	23.6	2	-178.42
	Void	5	3.00	-0.12	23.6	2	-84.96
SW	Wall	4	32.00	0.4	23.6	1	1208.32

**Beban Mati Tambahan**

Keramik & Spesi		1.1	
Plafond		0.05	
Penggantung		0.1	
Ducting Mechanical		<u>0.19</u>	
Luasan	915.00	1.44	<u>1317.60</u>
<b>Total</b>			<b><u>11319.88</u></b>



Komponen	panjang	Lebar	tinggi	Berat
----------	---------	-------	--------	-------

---









Tabel 6. 11 Berat Seismik Efektif

Level	DL (KN)	LL (KN)	1D+0.5L (KN)	1D+0.5L (ton)
Atap	9707.22	967.68	10191.06	1038.84
20	11355.03	2415.6	12562.83	1280.61
19	10737.87	2415.6	11945.67	1217.70
18	10737.87	2415.6	11945.67	1217.70
17	10737.87	2415.6	11945.67	1217.70
16	10737.87	2415.6	11945.67	1217.70
15	10737.87	2415.6	11945.67	1217.70
14	10737.87	2415.6	11945.67	1217.70
13	10737.87	2415.6	11945.67	1217.70
12	10737.87	2415.6	11945.67	1217.70
11	10737.87	2415.6	11945.67	1217.70
10	11119.82	2415.6	12327.62	1256.64
9	11119.82	2415.6	12327.62	1256.64
8	11119.82	2415.6	12327.62	1256.64
7	11119.82	2415.6	12327.62	1256.64
6	11119.82	2415.6	12327.62	1256.64
5	11119.82	2415.6	12327.62	1256.64
4	12306.58	2415.6	13514.38	1377.61
3	12306.58	2415.6	13514.38	1377.61
2	12306.58	2415.6	13514.38	1377.61
G	11319.88	2415.6	12527.68	1277.03
LG	0.00	0	0	0.00

### 6.3.2 Perhitungan Base Shear Arah y-y

Dalam perhitungan gaya geser dasar dengan metode DDBD untuk sistem ganda arah y-y (tanpa menggunakan *couple*

*beam*/balok kopel) langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

### 1. Distribusi Gaya Geser Dasar Pada Frame dan Dinding Geser

Dalam menentukan proporsi gaya geser dasar pada frame dan dinding geser, struktur harus dimodelkan terlebih dahulu dengan program bantu ETABS v.2016, sehingga proporsi gaya geser dasar pada frame adalah:

$$V_F = 39,6 \% V_{base}$$

$$V_{Wall} = 60,4 \% V_{base}$$

### 2. Tinggi RC-Wall *contraflexure* (HCF)

Tinggi RC-Wall *contraflexure* (HCF) dihitung berdasarkan nilai *overtuning moment* relatif yang terjadi pada dinding geser. Perhitungan *overtuning moment* dapat dihitung berdasarkan metode Priestley dkk 2007 dan ditabelkan pada Tabel 6. 12

Tabel 6. 12 Perhitungan *Overtuning Moment*

Level	Tinggi <i>H<sub>i</sub></i> (m)	Mass <i>m<sub>i</sub></i> (ton)	<i>m<sub>i</sub>.H<sub>i</sub></i> (ton.m)	<i>F<sub>i</sub></i> (rel.)	<i>V<sub>T.i</sub></i> (rel.)	<i>M<sub>OTM.i</sub></i> (rel.)	<i>V<sub>F.i</sub></i> <i>frame</i>	<i>V<sub>w.i</sub></i> <i>wall</i>	<i>M<sub>w.i</sub></i> <i>wall</i>
21	75.0	1038.84	77913.3	0.076	0.076	0	39.6%	-0.320	0
20	71.0	1280.61	90923.6	0.089	0.166	0.306	39.6%	-0.230	-1.278
19	67.0	1217.70	81586.1	0.080	0.246	0.968	39.6%	-0.150	-2.200
18	63.6	1217.70	77446.0	0.076	0.322	1.804	39.6%	-0.074	-2.710
17	60.2	1217.70	73305.8	0.072	0.394	2.898	39.6%	-0.002	-2.963
16	56.8	1217.70	69165.6	0.068	0.462	4.236	39.6%	0.066	-2.971
15	53.4	1217.70	65025.4	0.064	0.525	5.805	39.6%	0.129	-2.748
14	50.0	1217.70	60885.2	0.060	0.585	7.591	39.6%	0.189	-2.309
13	46.6	1217.70	56745.0	0.056	0.641	9.581	39.6%	0.245	-1.666
12	43.2	1217.70	52604.8	0.052	0.692	11.759	39.6%	0.296	-0.834

Tabel 6. 12 Lanjutan ...

Level	Tinggi <i>H<sub>i</sub></i> (m)	Mass <i>m<sub>i</sub></i> (ton)	<i>m<sub>i</sub>.H<sub>i</sub></i> (ton.m)	<i>F<sub>i</sub></i> (rel.)	<i>V<sub>T.i</sub></i> (rel.)	<i>M<sub>OTM.i</sub></i> (rel.)	<i>V<sub>F.i</sub></i> frame	<i>V<sub>w.i</sub></i> wall	<i>M<sub>w.i</sub></i> wall
11	39.8	1217.70	48464.6	0.048	0.740	14.113	39.6%	0.344	0.174
10	36.4	1256.64	45741.6	0.045	0.785	16.629	39.6%	0.389	1.343
9	33.0	1256.64	41469.0	0.041	0.825	19.297	39.6%	0.429	2.665
8	29.6	1256.64	37196.5	0.036	0.862	22.104	39.6%	0.466	4.125
7	26.2	1256.64	32923.9	0.032	0.894	25.035	39.6%	0.498	5.710
6	22.8	1256.64	28651.3	0.028	0.922	28.075	39.6%	0.526	7.404
5	19.4	1256.64	24378.8	0.024	0.946	31.211	39.6%	0.550	9.194
4	16.0	1377.61	22041.8	0.022	0.968	34.429	39.6%	0.572	11.065
3	12.0	1377.61	16531.4	0.016	0.984	38.301	39.6%	0.588	13.353
2	8.0	1377.61	11020.9	0.011	0.995	42.237	39.6%	0.599	15.705
1	4.0	1277.03	5108.1	0.005	1.000	46.217	39.6%	0.604	18.101
0	0	0.00	0.0	0.000	1.000	50.217	39.6%	0.604	20.517
Jumlah		26228.49	1019128.7	1.000					

Dimana :

$$F_i = \frac{m_i H_i}{\sum m_i H_i}$$

$$M_{OTM.i} = V_{Ti} \times H_n$$

*F<sub>i</sub>* : rasio gaya relatif lantai ke i

*m<sub>i</sub>* : massa pada lantai ke i

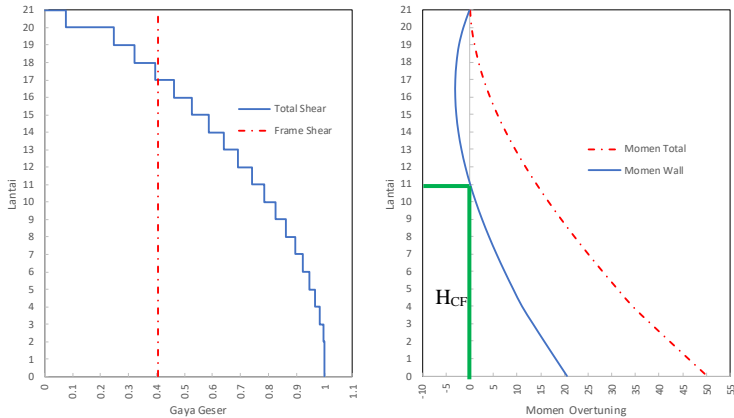
*H<sub>i</sub>* : tinggi struktur lantai ke i

*M<sub>OTM.i</sub>* : total momen *overtuning* lantai ke i

*M<sub>w.i</sub>* : momen *overtuning* dinding geser lantai ke i

*V<sub>T.i</sub>* : total gaya geser lantai ke i

*V<sub>F.i</sub>* : gaya geser pada frame lantai ke i



Gambar 6. 2 Distribusi Gaya Geser dan *Overturning Moment* Relatif

Tinggi  $H_{CF}$  berada antara lantai 11 dan 12 gedung yang didesain.

$$\text{Tinggi } H_{CF} = 39,8 + (3,4 \times 0,174 / (0,174 + 0,834)) = 40,4 \text{ m}$$

### 3. Profil Perpindahan Leleh Dinding Geser

Panjang dinding geser

$$LW = 7 \text{ m}$$

*Yield strength* tulangan dinding geser

$$F_{ye} = 1,1 f_y = 1,1 \times 400 = 440 \text{ Mpa}$$

Regangan material tulangan pada dasar dinding geser

$$\epsilon_y = f_{ye} / E = 440 / (2 \times 10^6) = 0,0022$$

Kelengkungan leleh pada dasar dinding

$$\phi_{yWall} = \frac{1,5 \epsilon_y}{L_w} = \frac{1,5 \times 0,0022}{7} = 0,00047 / \text{m}$$

Sehingga nilai perpindahan leleh dinding geser (*wall yeild displacement profil*),  $\Delta_{yi}$  dihitung dengan persamaan 2.4a dan 2.4b kemudian ditabelkan untuk setiap lantai pada Tabel 6. 13

## 4. Profil Perpindahan Rencana

Kelengkungan Rencana dinding geser direncanakan sebagai *Damage-control curvature* sesuai Priestsley dkk (2007), dan nilai harus direduksi sebesar 10%

$$\Phi_{dc} = 0,9 \times 0,072 / L_W = 0,9 \times 0,072 / 7 = 0,0093 / m$$

Nilai  $f_u$

$$f_u = 1,35 \times f_y = 1,35 \times 400 = 540 \text{ MPa}$$

Konstanta  $k$

$$k = 0,2 (f_u / f_y - 1) = 0,2 (540/400 - 1) = 0,07 \leq 0,08 \text{ (OK)}$$

Diameter tulangan dinding geser rencana  $d_{bi} = 22 \text{ mm}$

Panjang penetrasi regangan ke fondasi

$$L_{sp} = 0,022 f_{ye} d_{bi} = 0,022 \times 440 \times 22 = 213 \text{ mm} = 0,213 \text{ m}$$

Maka panjang sendi plastis

$$L_p = k.HCF + 0,1 L_W + L_{sp} = 0,07 \times 40,4 + 0,1 \times 7 + 0,213 = 3,74 \text{ m}$$

Cek *Drift Limit* pada tinggi  $HCF$

$$\theta_{CF} = \phi_{yw} H_{CF} / 2 + (\phi_{IS} - \phi_{yw}) L_p$$

$$\theta_{CF} = 0,00047 \times 40,4 / 2 + (0,0093 - 0,00047) \times 3,74$$

$$\theta_{CF} = 0,0424 > 0,02 \text{ (life safety)}, \text{ maka nilai drift harus dikoreksi}$$

Faktor koreksi

$$\begin{aligned} \omega_\theta &= \left(1 - \frac{(n-5)}{100}\right) \left(\frac{M_{OTM.F}}{M_{OTM}} + 0,25\right) \\ &= \left(1 - \frac{(21-5)}{100}\right) \left(\frac{29,7}{50,217} + 0,25\right) \\ &= 0,865 \end{aligned}$$

Sehingga nilai profil perpindahan rencana dapat dihitung dan ditabelkan pada Tabel 6. 13 sebagai berikut

Tabel 6. 13 Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Arah y-y

Level	Tinggi Hi (m)	Massa mi (ton)	$\Delta y_i$ (m)	$\Delta D_i$ (m)	$m_i \cdot \Delta D_i^2$	$m_i \cdot \Delta D_i$	$m_i \cdot \Delta D_i$ Hi
21	75	1038.8	0.586	1.170	1421.83	1215.3	91150.7
20	71	1280.6	0.548	1.101	1551.43	1409.5	100076.9
19	67	1217.7	0.510	1.031	1295.48	1256.0	84151.2
18	63.6	1217.7	0.477	0.973	1151.87	1184.3	75323.5
17	60.2	1217.7	0.445	0.914	1016.71	1112.7	66983.1
16	56.8	1217.7	0.413	0.855	889.97	1041.0	59129.9
15	53.4	1217.7	0.380	0.796	771.67	969.4	51764.0
14	50	1217.7	0.348	0.737	661.80	897.7	44885.4
13	46.6	1217.7	0.315	0.678	560.37	826.1	38494.0
12	43.2	1217.7	0.283	0.620	467.37	754.4	32589.9
11	39.8	1217.7	0.251	0.561	382.80	682.7	27173.1
10	36.4	1256.6	0.218	0.502	316.62	630.8	22960.3
9	33	1256.6	0.187	0.444	247.47	557.7	18402.8
8	29.6	1256.6	0.156	0.387	187.80	485.8	14379.6
7	26.2	1256.6	0.127	0.331	137.56	415.8	10892.9
6	22.8	1256.6	0.099	0.277	96.44	348.1	7937.4
5	19.4	1256.6	0.075	0.226	63.95	283.5	5499.6
4	16	1377.6	0.052	0.177	43.15	243.8	3900.9
3	12	1377.6	0.031	0.124	21.19	170.9	2050.4
2	8	1377.6	0.014	0.076	8.04	105.2	841.9
1	4	1277.0	0.004	0.035	1.55	44.4	177.8
0	0	0.0	0.000	0.000	0.00	0.0	0.0
Jumlah		26228.5			11295.07	14635.1	758765.3

## 5. Rencana Perpindahan SDOF

Rencana perpindahan dari sistem SDOF dihitung sebagai berikut

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{11295.07}{14635.1} = 0,772 \text{ m}$$

## 6. Tinggi Efektif

Tinggi efektif dari sistem SDOF dihitung sebagai berikut.

$$H_E = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{758765.3}{14635.1} = 51.85 \text{ m}$$

## 7. Masa Efektif

Massa efektif dari sistem SDOF dihitung sebagai berikut

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} = \frac{14635.1}{0,772} = 18962.83 \text{ ton}$$

## 8. Redaman Efektif Ekuivalen

Perpindahan leleh dinding geser pada saat tinggi efektif, dimana  $H_e > H_{CF}$  maka,

$$\Delta_{yw} = \phi_y W \left( \frac{H_{CF} H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) = 0,000471 \left( \frac{40,4 \times 51,85}{2} - \frac{40,4^2}{6} \right)$$

$$\Delta_{yw} = 0,365 \text{ m}$$

Daktalitas dinding geser

$$\mu_w = \Delta_D / \Delta_{yw} = 0,772 / 0,365 = 2,112$$

Redaman Efektif RC-Wall

$$\zeta_w = 0,05 + 0,444 \left( \frac{\mu_w - 1}{\mu_w \pi} \right) = 0,05 + 0,444 \left( \frac{2,112 - 1}{2,1129\pi} \right)$$

$$\zeta_w = 0.124 \text{ (12,4\%)}$$



Daktalitas pada frame, dimana panjang balok untuk arah y-y dengan,  $L_b=7$  m dan tinggi efektif balok,  $H_b=0.75$  m dan drift leleh frame,  $\theta_{yf}$  sebagai berikut

$$\theta_{yf} = 0.5 \varepsilon_y L_b / H_b = 0,5 \times 0,0022 \times 7 / 0,7$$

$$\theta_{yf} = 0,0133$$

$$\Delta_{yF} = \theta_{yf} \times H_e = 0,0133 \times 51,85 = 0,692$$

$$\mu_F = \Delta_D / \Delta_{yF} = 0,772 / 0,692 = 1,115$$

Redaman Efektif Frame

$$\xi_F = 0.05 + 0.577 \left( \frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) = 0.05 + 0.577 \left( \frac{1,115 - 1}{1,115 \pi} \right)$$

$$= 0,069 \text{ (6,9\%)}$$

Perpindahan leleh sistem

$$\Delta_{ySys} = (\Delta_{yF} \times \% V_{bFrame}) + (\Delta_{yW} \times \% V_{bWall})$$

$$= (0,692 \times 39,6\%) + (0,365 \times 60,4\%)$$

$$= 0,495 \text{ m}$$

Daktalitas perpindahan (*displacement ductility*)

$$\xi_{eq} = \frac{M_{OTM.W} \xi_W + M_{OTM.F} \xi_F}{M_{OTM}}$$

$$= \frac{20,517 \times 0,124 + 29,7 \times 0,069}{50,217}$$

$$= 9,16 \%$$

## 9. Periode Efektif

Periode efektif dihitung berdasarkan grafik spektra displacement (SD) pada nilai perpindahan rencana ( $\Delta_d$ ). spektra displacement (SD) didapatkan dari grafik respon percepatan gempa elastis sesuai SNI 1726 2012 dengan redaman 5% yang dikonversi dengan persamaan

$$R_{\xi} = \left[ \frac{0.02 + \xi}{0.07} \right]^{1/2} \quad (3.36).$$

untuk faktor koreksi tingkat redaman digunakan persamaan sebagai berikut

$$R_{\xi} = \left[ \frac{0.02 + \xi}{0.07} \right]^{-1/2}$$

$$SD = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \cdot (g)$$

Selanjutnya nilai perhitungan ditabelkan pada Tabel 6. 14

Tabel 6. 14 Perhitungan Spektra Displacement Redaman

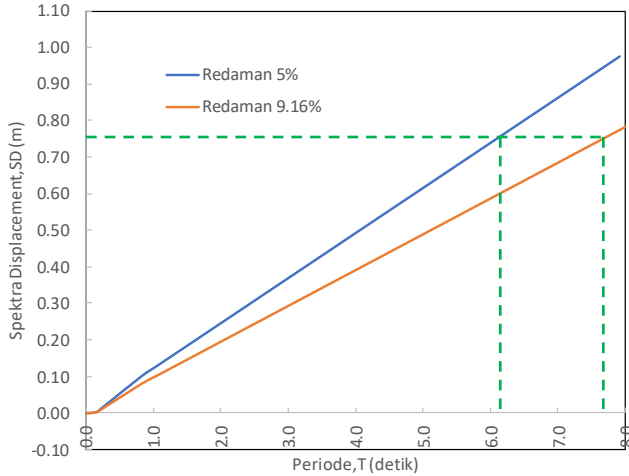
<b>T (sec)</b>	<b>Sa ( g )</b>	<b>Redaman 5% SD (m)</b>	<b>Redaman 9.16% R<sub>ξ</sub></b>	<b>SD (m)</b>	<b>Δd (m)</b>
0.00	0.24	0.000	0.792	0.000	0.772
0.04	0.33	0.000	0.792	0.000	0.772
0.08	0.42	0.001	0.792	0.001	0.772
0.12	0.51	0.002	0.792	0.001	0.772
0.16	0.60	0.004	0.792	0.003	0.772
0.16	0.61	0.004	0.792	0.003	0.772
0.82	0.61	0.101	0.792	0.080	0.772
1.02	0.49	0.125	0.792	0.099	0.772
1.22	0.41	0.150	0.792	0.119	0.772
1.42	0.35	0.175	0.792	0.138	0.772
1.62	0.31	0.199	0.792	0.158	0.772
1.82	0.27	0.224	0.792	0.177	0.772
2.02	0.25	0.249	0.792	0.197	0.772
2.22	0.22	0.273	0.792	0.216	0.772
2.42	0.21	0.298	0.792	0.236	0.772
2.62	0.19	0.322	0.792	0.255	0.772

Tabel 6. 14 Lanjutan ...

<b>T</b> <b>(sec)</b>	<b>Sa</b> <b>( g )</b>	<b>Redaman 5%</b> <b>SD (m)</b>	<b>Redaman 9,16%</b> <b>R<sub>ξ</sub></b>	<b>SD (m)</b>	<b>Δd</b> <b>(m)</b>
2.82	0.18	0.347	0.792	0.275	0.772
3.02	0.16	0.372	0.792	0.294	0.772
3.42	0.15	0.421	0.792	0.333	0.772
3.62	0.14	0.446	0.792	0.353	0.772
3.82	0.13	0.470	0.792	0.372	0.772
4.02	0.12	0.495	0.792	0.392	0.772
4.42	0.11	0.544	0.792	0.431	0.772
4.62	0.11	0.569	0.792	0.451	0.772
4.82	0.10	0.594	0.792	0.470	0.772
5.22	0.10	0.643	0.792	0.509	0.772
5.42	0.09	0.668	0.792	0.529	0.772
5.62	0.09	0.692	0.792	0.548	0.772
5.82	0.09	0.717	0.792	0.568	0.772
6.02	0.08	0.742	0.792	0.587	0.772
6.26	0.08	0.772	0.792	0.611	0.772
6.59	0.08	0.812	0.792	0.643	0.772
6.66	0.07	0.821	0.792	0.650	0.772
6.86	0.07	0.845	0.792	0.669	0.772
7.06	0.07	0.870	0.792	0.689	0.772
7.26	0.07	0.895	0.792	0.709	0.772
7.46	0.07	0.919	0.792	0.728	0.772
7.91	0.063	0.975	0.792	0.772	0.772
8.22	0.060	1.013	0.792	0.802	0.772

Keterangan : 6.26 merupakan nilai periode yang digunakan berdasarkan nilai  $\Delta d$

Selanjutnya nilai  $T_{ef}$  pada redaman efektif 9,16% adalah 7,91 detik. Nilai  $T_{ef}$  ini dihitung berdasarkan grafik *spektra displacement* (SD) pada Gambar 6. 3 sebagai berikut



Gambar 6. 3 Respons Spektrum Desain & Spectra Displacement

#### 10. Kekakuan Efektif

$$K_e = \frac{4 \pi^2 m_e}{T_e^2} = \frac{4 \pi^2 \times 18962.83}{7.91^2} = 11964.92 \text{ kN/m}$$

#### 11. Gaya Geser Dasar

Nilai Gaya Geser Dasar Nominal dihitung sebagai berikut.

$$V_{base} = K_e \Delta_d = 11964.92 \times 0.772 = 9234.27 \text{ kN}$$

Distribusi gaya geser tiap lantai arah y-y dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut dan ditabelkan pada Tabel 6. 15

$$F_i = F_t + 0.9 V_{base} (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n m_i \Delta_i$$

Dimana

$$F_t = 0.1 V_{base} \text{ untuk lantai atap}$$

$$F_t = 0 \text{ untuk lantai 1-20 (selain atap)}$$

Tabel 6. 15 Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah y-y

Tingkat	Tinggi Hi (m)	Mass mi (ton)	$\Delta Di$ (m)	mi. $\Delta Di$	Vb (kN)	Fi (kN)
21	75	1038.844	1.170	1215.34	9234.275	1613.59
20	71	1280.614	1.101	1409.53	9234.275	800.43
19	67	1217.704	1.031	1255.99	9234.275	713.24
18	63.6	1217.704	0.973	1184.33	9234.275	672.55
17	60.2	1217.704	0.914	1112.68	9234.275	631.86
16	56.8	1217.704	0.855	1041.02	9234.275	591.16
15	53.4	1217.704	0.796	969.36	9234.275	550.47
14	50	1217.704	0.737	897.71	9234.275	509.78
13	46.6	1217.704	0.678	826.05	9234.275	469.09
12	43.2	1217.704	0.620	754.40	9234.275	428.40
11	39.8	1217.704	0.561	682.74	9234.275	387.71
10	36.4	1256.638	0.502	630.78	9234.275	358.20
9	33	1256.638	0.444	557.66	9234.275	316.68
8	29.6	1256.638	0.387	485.80	9234.275	275.87
7	26.2	1256.638	0.331	415.76	9234.275	236.10
6	22.8	1256.638	0.277	348.13	9234.275	197.69
5	19.4	1256.638	0.226	283.48	9234.275	160.98
4	16	1377.613	0.177	243.81	9234.275	138.45
3	12	1377.613	0.124	170.87	9234.275	97.03
2	8	1377.613	0.076	105.24	9234.275	59.76
1	4	1277.032	0.035	44.44	9234.275	25.23
0	0	0	0.000	0.00	9234.275	0.00
				14635.11		9234.28

### 6.3.3 Perhitungan Base Shear Arah x-x

Dalam perhitungan gaya geser dasar dengan metode DDBD untuk sistem ganda arah x-x (menggunakan *couple beam*/balok kopel) langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

#### 1. Distribusi Gaya Geser Dasar Pada Frame dan Dinding Geser

Proporsi gaya geser dasar pada frame untuk arah x-x dengan bantuan pemodelan ETABS v2016 didapatkan :

$$V_F = 37,6 \% V_{base}$$

$$V_{Wall} = 62,4 \% V_{base}$$

#### 2. Pemilihan Nilai Derajat Kopel yang Sesuai

Derajat kopel dianjurkan tidak terlalu rendah atau terlalu tinggi. Jika derajat kopel terlalu rendah, maka balok kopel tidak efektif. Nilai derajat kopel  $0,25 \leq \beta \leq 0,75$

Diasumsikan nilai  $\beta$  0,55

#### 3. Tinggi RC-Wall contraflexure ( $H_{CF}$ )

Dalam menentukan tinggi RC-Wall contraflexure ( $H_{CF}$ ) yang menggunakan balok kopel (*coupling beam*) dihitung berdasarkan persamaan :

$$\frac{1}{6}\xi^3 + \left(\frac{\beta}{3} - \frac{1}{2}\right)\xi + \left(\frac{1}{3} - \frac{\beta}{6n} - \frac{\beta}{2}\right) = 0$$

Dimana :

$\xi$  = Rasio tinggi contra-flexure dengan tinggi total stuktur

$\beta$  = Derajat kopel

$n$  = Jumlah lantai/ *story*

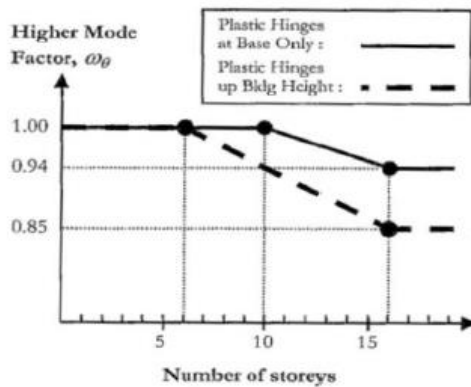
$$\frac{1}{6}\xi^3 + \left(\frac{0,55}{3} - \frac{1}{2}\right)\xi + \left(\frac{1}{3} - \frac{0,55}{6 \times 75} - \frac{0,55}{2}\right) = 0$$

Didapatkan nilai  $\xi = 0.5442$

Maka nilai  $H_{CF} = H_n \times \xi = 75 \times 0.5442 = 40,811 \text{ m}$

#### 4. Faktor Reduksi Peningkatan Mode

Prosedur desain direpresentasikan pada respons *couple wall* sisten untuk mode getar fundamental. Peningkatan mode getar dapat meningkatkan respons gempa struktur, khususnya untuk bangunan tinggi. Dalam studi ini, faktor reduksi peningkatan mode diambil dari DBD12 (Sullivan et al. 2012) dan ditujukan untuk memprediksi kontribusi mode yang lebih tinggi selama respons inelastis.



Gambar 6. 4 Faktor Reduksi Peningkatan Mode  
(DBD12 (Sullivan et al. 2012))

Faktor reduksi,  $\omega_\theta = 0,85$

#### 5. Profil Perpindahan Leleh Dinding Geser

Panjang dinding geser

$LW = 4,5 \text{ m}$

*Yield strength* tulangan dinding geser

$f_{ye} = 1.1 f_y = 1.1 \times 400 = 440 \text{ Mpa}$

Regangan material tulangan pada dasar dinding geser

$\epsilon_y = f_{ye} / E = 440 / (2 \times 10^6) = 0.0022$

Kelengkungan leleh pada dasar dinding

$$\phi_{yWall} = \frac{1,75 \epsilon_y}{L_w} = \frac{1,75 \times 0,0022}{4,5} = 0,00086 / \text{m}$$

Sehingga nilai perpindahan leleh dinding geser (*wall yeild displacement profil*),  $\Delta y_i$  dihitung dengan persamaan 2.4a dan 2.4b kemudian ditabelkan untuk setiap lantai pada Tabel 6. 16

$$C_4 = \left( \frac{0,175}{1-\beta_{CB}} - \left( \frac{0,175}{1-\beta_{CB}} \right) \left( \frac{0,1225+0,188n}{n} \right) \right)$$

$$C_4 = \left( \frac{0,175}{1-0,55} - \left( \frac{0,175}{1-0,55} \right) \left( \frac{0,1225+0,188 \times 21}{21} \right) \right) = 0,152$$

Regangan leleh berdasarkan tegangan leleh yang diharapkan  $f_{ye} = 1,1 f_y$ . Maka perpindahan leleh :

$$\Delta_y = C_4 \phi_{yw} H_n^2 = 0,152 \times 0,00086 \times 75^2$$

$$\Delta_y = 0,731 \text{ m}$$

Sehingga nilai profil perpindahan rencana dapat dihitung dan ditabelkan pada Tabel 6. 16 sebagai berikut

Tabel 6. 16 Perhitungan Profil Perpindahan Arah x-x

Level	Tinggi Hi (m)	Massa mi (ton)	$\Delta i$ (m)	$mi.\Delta i^2$	$mi.\Delta i$	$mi.\Delta i$ Hi
21	75	1038.84	1.038	1118.26	1077.82	80836.51
20	71	1280.61	0.970	1203.73	1241.58	88152.12
19	67	1217.70	0.902	989.67	1097.78	73551.40
18	63.6	1217.70	0.844	866.84	1027.40	65342.57
17	60.2	1217.70	0.786	752.14	957.02	57612.34
16	56.8	1217.70	0.728	645.57	886.63	50360.72
15	53.4	1217.70	0.670	547.15	816.25	43587.70
14	50	1217.70	0.613	456.86	745.87	37293.29
13	46.6	1217.70	0.555	374.70	675.48	31477.48
12	43.2	1217.70	0.497	300.68	605.10	26140.29
11	39.8	1217.70	0.439	234.81	534.72	21281.87



Tabel 6. 16 Lanjutan

Level	Tinggi Hi (m)	Massa mi (ton)	$\Delta_i$ (m)	$m_i \cdot \Delta_i^2$	$m_i \cdot \Delta_i$	$m_i \cdot \Delta_i H_i$
10	36.4	1256.64	0.382	183.01	479.56	17455.82
9	33	1256.64	0.325	132.88	408.64	13485.02
8	29.6	1256.64	0.271	92.04	340.10	10066.87
7	26.2	1256.64	0.219	60.17	274.97	7204.23
6	22.8	1256.64	0.171	36.54	214.29	4885.90
5	19.4	1256.64	0.127	20.14	159.10	3086.58
4	16	1377.61	0.088	10.64	121.06	1936.98
3	12	1377.61	0.050	3.45	68.98	827.74
2	8	1377.61	0.022	0.66	30.21	241.67
1	4	1277.03	0.005	0.03	6.12	24.47
0	0	0.00	0.000	0.00	0.00	0.00
Jumlah		26228.49		8029.98	11768.67	634851.56

#### 6. Rencana Perpindahan SDOF

Rencana perpindahan dari sistem SDOF dihitung sebagai berikut

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{8029.98}{11768.67} = 0,682 \text{ m}$$

#### 7. Tinggi Efektif

Tinggi efektif dari sistem SDOF dihitung sebagai berikut.

$$H_E = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{634851.56}{11768.67} = 53.94 \text{ m}$$

Untuk perhitungan struktur berbentuk reguler, menurut Priestly dapat diambil  $0,7 \times H_n = 0,7 \times 75 = 52,5 \text{ m}$ .

## 8. Masa Efektif

Massa efektif dari sistem SDOF dihitung sebagai berikut

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_b} = \frac{11768.67}{0,682} = 17248.05 \text{ ton}$$

## 9. Profil Perpindahan Rencana

Dalam Desain tugas akhir ini menggunakan balok kopel yang diperkuat secara diagonal untuk memanfaatkan sepenuhnya batas perpindahan

Diameter tulangan dinding geser rencana  $d_{bi} = 22 \text{ mm}$

Panjang penetrasi regangan ke fondasi

$$L_{sp} = 0,022 f_{ye} d_{bi} = 0,022 \times 440 \times 22 = 213 \text{ mm} = 0,213 \text{ m}$$

$$\phi_{yCB} = \frac{1,7 \epsilon_y}{h_{CB}} = 1,7 \times \frac{0,0022}{0,7} = 0,0053$$

Tulangan diagonal,  $F_v = 0$

Cek *Drift Limit*

$$\theta_{CB,y} = 0,5 \phi_{yCB} (0,5 L_{CB} + L_{SP}) (1 + F_v) \times 1,5$$

$$\theta_{CB,y} = 0,5 \times 0,0053 (0,5 \times 3 + 0,213) (1 + 0) \times 1,5$$

$$\theta_{CB,y} = 0,00686$$

## 10. Desain Perpindahan

Desain Perpindahan (*Displacement*), terdapat 3 alternatif yang perlu dipertimbangkan :

## a. Batas Regangan Dinding

Kelengkungan Rencana dinding geser direncanakan sebagai *Damage-control curvature* sesuai Priestsley dkk (2007), dan nilai harus direduksi sebesar 10%

$$\Phi_{dc} = 0,9 \times 0,072 / L_w = 0,9 \times 0,072 / 7 = 0,0093 / \text{m}$$

Nilai  $f_u$

$$f_u = 1,2 \times f_y = 1,2 \times 400 = 480 \text{ MPa}$$

Konstanta k

$$k = 0,2 (f_u / f_y - 1) = 0,2 (480/400 - 1) = 0,04 \leq 0,08 \text{ (OK)}$$

Maka panjang sendi plastis

$$L_p = k.HCF + 0,1 L_W + L_{SP} = 0,04 \times 40,81 + 0,1 \times 4,5 + 0,213 \\ = 2,30 \text{ m}$$

$$\Delta_{De} = \Delta_y + (\phi_{dc} - \phi_y) L_p H_e$$

$$\Delta_{De} = 0,784 + (0,016 - 0,00086) \times 2,30 \times 53,94$$

$$\Delta_{De} = 2,765 \text{ m}$$

b. *Drift Limit Dinding Geser* pada  $H_{CF}$

$$\Delta_{D\theta} = \Delta_y + (\theta_C - 0,5\phi_{yW} H_{CF}) H_E$$

$$\Delta_{D\theta} = 0,731 + (0,02 - 0,5 \times 0,00086 \times 41,08) \times 53,94$$

$$\Delta_{D\theta} = 0,869 \text{ m}$$

c. *Drift Limit Balok Kopel* (dari regangan material)

$$\theta_{CB, dia} = \frac{0,6\epsilon_{su}(0,5L_{CB} + L_{SP})}{0,75h_{CB}}$$

$$\theta_{CB, dia} = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,5 \times 3 + 0,213)}{0,75 \times 0,7} = 0,1958 \text{ rad}$$

$$\theta_{W, CB} = \frac{\theta_{CB}}{1 + L_W / L_{CB}} = \frac{0,1958}{1 + 4,5/3} = 0,0783 > 0,02$$

$\theta_{W, CB}$  melebihi batas drift dinding 0,02 dan karena balok kopel tidak membatasi desain. Maka drift balok kopel maksimum ditentukan dari Persamaan

$$\theta_{CB} = 0,02 \left( 1 + \frac{L_W}{L_{CB}} \right) = 0,02 \left( 1 + \frac{4,5}{3} \right) = 0,05$$

Maka ditentukan perpindahan daktilitas :

$$\text{Dinding Geser} : \mu_W = \Delta_D / \Delta_{yW} = 0,869/0,731 = 1,19$$

Balok Kopel :  $\mu_{CB} = \theta_{CB} / \theta_y = 7,28$

Perpindahan daktilitas puncak diterapkan pada ketinggian *contraflexure*. Nilai daktilitas rata-rata pada  $H_{CF}$  diambil sebagai  $0,67 \mu_{CB} = 4,9$

#### 11. Redaman Efektik Ekvivalen

Rasio redaman untuk dinding dan balok kopel

Redaman Efektif RC-Wall

$$\zeta_w = 0,05 + 0,444 \left( \frac{\mu_w - 1}{\mu_w \pi} \right) = 0,05 + 0,444 \left( \frac{1,16 - 1}{1,16 \pi} \right)$$

$$\zeta_w = 0,072 \text{ (7,2\%)}$$

Redaman Efektif Balok Kopel

$$\begin{aligned} \zeta_{CB} &= 0,05 + 0,565 \left( \frac{\mu_{CB} - 1}{\mu_{CB} \pi} \right) = 0,05 + 0,577 \left( \frac{4,9 - 1}{4,9 \pi} \right) \\ &= 0,193 \text{ (19,3\%)} \end{aligned}$$

Daktalitas perpindahan (*displacement ductility*)

$$\zeta_{sys} = (1 - \beta_{CB}) \zeta_w + \beta_{CB} \times \zeta_{CB}$$

$$\zeta_{sys} = (1 - 0,55) 0,072 + 0,55 \times 0,193$$

$$\zeta_{sys} = 0,1387 \text{ (13,87\%)}$$

#### 12. Periode Efektif

Periode efektif dihitung berdasarkan grafik spektra displacement (SD) pada nilai perpindahan rencana ( $\Delta_d$ ). spektra displacement (SD) didapatkan dari grafik respon percepatan gempa elastis sesuai SNI 1726 2012 dengan redaman 5% yang dikonversi dengan persamaan untuk faktor koreksi tingkat redaman digunakan persamaan sebagai berikut

$$R_\zeta = \left[ \frac{0,02 + \zeta}{0,07} \right]^{-1/2}$$

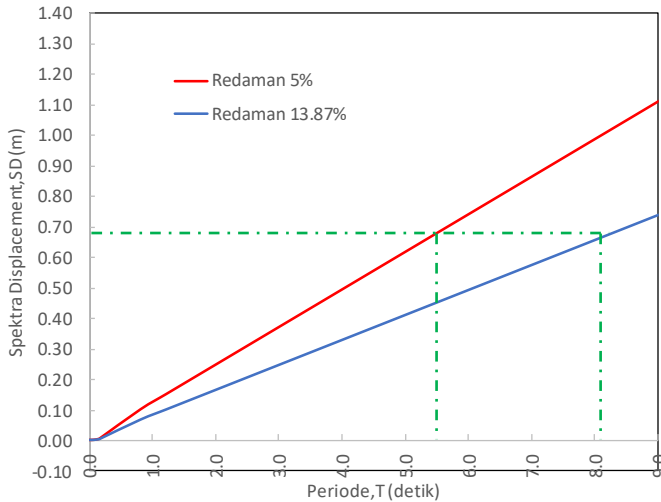
$$SD = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \cdot (g)$$

Selanjutnya nilai perhitungan ditabelkan pada Tabel 6. 17

Tabel 6. 17 Perhitungan Spektra Displacement Redaman

<b>T</b> <b>(sec)</b>	<b>Sa</b> <b>( g )</b>	<b>Redaman 5%</b> <b>SD (m)</b>	<b>Redaman 13.87%</b> <b>R<math>\xi</math></b>	<b>SD (m)</b>	<b><math>\Delta d</math></b> <b>(m)</b>
0.00	0.24	0.000	0.664	0.000	0.682
0.08	0.42	0.001	0.664	0.000	0.682
0.16	0.60	0.004	0.664	0.003	0.682
0.82	0.61	0.101	0.664	0.067	0.682
1.22	0.41	0.150	0.664	0.100	0.682
1.62	0.31	0.199	0.664	0.132	0.682
2.02	0.25	0.249	0.664	0.165	0.682
2.42	0.21	0.298	0.664	0.198	0.682
2.82	0.18	0.347	0.664	0.231	0.682
3.22	0.15	0.396	0.664	0.263	0.682
3.62	0.14	0.446	0.664	0.296	0.682
4.02	0.12	0.495	0.664	0.329	0.682
4.42	0.11	0.544	0.664	0.362	0.682
4.82	0.10	0.594	0.664	0.394	0.682
5.22	0.10	0.643	0.664	0.427	0.682
5.53	0.09	0.682	0.664	0.453	0.682
5.93	0.08	0.731	0.664	0.485	0.682
6.33	0.08	0.780	0.664	0.518	0.682
6.73	0.07	0.829	0.664	0.551	0.682
7.13	0.07	0.879	0.664	0.584	0.682
7.53	0.07	0.928	0.664	0.616	0.682
7.93	0.06	0.977	0.664	0.649	0.682
8.33	0.06	1.027	0.664	0.682	0.682
8.73	0.06	1.076	0.664	0.715	0.682

Selanjutnya nilai Tef pada redaman efektif 13,87% adalah 8,33 detik. Nilai Tef ini dihitung berdasarkan grafik *spektra displacement* (SD) pada Gambar 6. 5 sebagai berikut



Gambar 6. 5 Respons Spektrum Desain & Spectra Displacement

### 13. Kekakuan Efektif

$$K_e = \frac{4 \pi^2 m_e}{T_e^2} = \frac{4 \pi^2 \times 17248.05}{8.33^2} = 9813.18 \text{ N/m}$$

### 14. Gaya Geser Dasar

Nilai Gaya Geser Dasar Nominal dihitung sebagai berikut.

$$V_{base} = K_e \Delta_d = 9813.18 \times 0.682 = 6695.715402 \text{ kN}$$

Distribusi gaya geser tiap lantai arah x-x dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut dan ditabelkan pada Tabel 6. 18

$$F_i = F_t + 0.9 V_{base} (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n m_i \Delta_i$$

Dimana

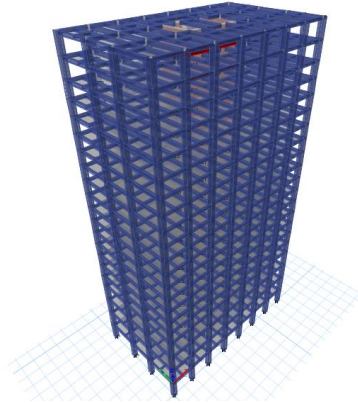
$Ft = 0.1V_{base}$  untuk lantai atap

$Ft = 0$  untuk lantai 1-20 (selain atap)

Tabel 6. 18 Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah x-x

Tingkat	Tinggi Hi (m)	Mass mi (ton)	$\Delta i$ (m)	$mi \cdot \Delta i$	Vb (kN)	Fi (kN)
21	75	1038.844	1.038	1077.82	6695.715	1221.47
20	71	1280.614	0.970	1241.58	6695.715	635.75
19	67	1217.704	0.902	1097.78	6695.715	562.12
18	63.6	1217.704	0.844	1027.40	6695.715	526.08
17	60.2	1217.704	0.786	957.02	6695.715	490.04
16	56.8	1217.704	0.728	886.63	6695.715	454.00
15	53.4	1217.704	0.670	816.25	6695.715	417.96
14	50	1217.704	0.613	745.87	6695.715	381.92
13	46.6	1217.704	0.555	675.48	6695.715	345.88
12	43.2	1217.704	0.497	605.10	6695.715	309.84
11	39.8	1217.704	0.439	534.72	6695.715	273.80
10	36.4	1256.638	0.382	479.56	6695.715	245.56
9	33	1256.638	0.325	408.64	6695.715	209.24
8	29.6	1256.638	0.271	340.10	6695.715	174.15
7	26.2	1256.638	0.219	274.97	6695.715	140.80
6	22.8	1256.638	0.171	214.29	6695.715	109.73
5	19.4	1256.638	0.127	159.10	6695.715	81.47
4	16	1377.613	0.088	121.06	6695.715	61.99
3	12	1377.613	0.050	68.98	6695.715	35.32
2	8	1377.613	0.022	30.21	6695.715	15.47
1	4	1277.032	0.005	6.12	6695.715	3.13
0	0	0	0.000	0.00	6695.715	0.00
				11768.67		6695.72

## 6.4 Pemodelan dan Analisa Struktur Dengan ETABS



Gambar 6. 6 Pemodelan Struktur Dengan ETABS

Design Data:

Material : Concrete  
 Fy (rebar) : 400 Mpa  
 fc' Balok : 35 MPa  
 fc' Kolom : 45 MPa  
 fc' Shear Wall : 45 MPa

Ec :  $4700(fc')^{0.5}$

Angka pasion,  $\nu$  : 0.2

Modulus Geser, G : default

Element & Object

Object : Balok, Kolom, Plat lantai

Element Plat lantai : Shell

### 6.4.1 Kontrol Partisipasi Massa

Berdasarkan SNI Gempa 1726:2012 Pasal 7.2.1 disebutkan bahwa jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan respons harus menghasilkan partisipasi massa minimum 90%.



Tabel 6. 19 Partisipasi Massa Bangunan

Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	2.725	0.0001	0.7312	0.0001	0.7312
Modal	2	2.553	0.0000	0.0000	0.0001	0.7312
Modal	3	2.388	0.7653	0.0001	0.7654	0.7313
Modal	4	0.833	0.0000	0.0000	0.7654	0.7313
Modal	5	0.791	0.0001	0.1380	0.7654	0.8693
Modal	6	0.752	0.1171	0.0001	0.8826	0.8693
Modal	7	0.466	0.0000	0.0000	0.8826	0.8693
Modal	8	0.399	0.0392	0.0001	0.9217	0.8694
Modal	9	0.389	0.0000	0.0510	0.9218	0.9204
Modal	10	0.312	0.0000	0.0000	0.9218	0.9204
Modal	11	0.26	0.0215	0.0000	0.9433	0.9204
Modal	12	0.244	0.0000	0.0253	0.9433	0.9457

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk masing-masing arah x dan arah Y, maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 15, tipe struktur sistem rangka pemikul momen menggunakan nilai parameter periode pendekatan  $C_t$  adalah 0,466, nilai  $\times$  digunakan 0,9 dan ketinggian gedung 75m.

$$T_a = C_{t \times} h_n^x$$

$$T_a = 0,466 \times 75^{0,9}$$

$$T_a = 2.2696 \text{ detik}$$

Dimana :

$T_a$  = periode fundamental pendekatan

$C_t$  = koefisien pendekatan

hn = ketinggian struktur

Perhitungan waktu getar alami fundamental menggunakan rumusan berikut :

$$T = C_u \times T_a$$

$$T = 1,4 \times 2.2696$$

$$T = 3.1774 \text{ detik}$$

Perioda fundamental struktur, T, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung ( $C_u$ )

$$T_a < T_{ETABS} < C_u \times T_a$$

$$2,2696 < 2.725 < 3.1774 \quad (\text{OK})$$

Nilai T didapat dari permodelan ETABS yang telah diinput gaya gempa dinamik.

#### 6.4.2 Kontrol Dual System

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimal 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa yang ditinjau. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan shearwall pada Apartamen Grand Sungkono Lagoon Tower Caspian.

Tabel 6. 20 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser

Gaya Geser	Arah x-x		Arah y-y	
	kN	%	kN	%
SW	4703.643	64.3%	4218.081	60.4%
SRPM	2616.442	35.7%	2761.139	39.6%
Total	7320.085	100%	6979.22	100%

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai lebih **besar** dari **±25%**, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur *dual system*.

### 6.4.3 Kontrol Berat Struktur

Untuk memastikan bahwa beban yang diinputkan pada program bantu ETABS v2016 tersebut sudah sesuai maka perlu di *check* dengan perhitungan beban secara manual, toleransi perbedaan beban tersebut harus  $\pm 5\%$ .

Tabel 6. 21 Kontrol Berat Struktur

LOAD	ETABS (kN)	MANUAL (kN)	Selisih
DEAD	187847.12	189901.60	1.1%
LIVE	49343.04	49279.68	0.1%
SD	42794.58	42760.02	0.1%

Hasil chek perbedaan beban yang diinputkan dengan yang dihitung manual  $< 5\%$ , maka beban pada pemodelan dapat digunakan.

### 6.4.4 Kontrol Vstatik dan Vdinamik

Koefisien respons seismik,  $C_s$ , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_o}\right)}; S_{DS} = 0,6073; R = 7; I_o = 1$$

$$C_s = \frac{0,6073}{(7/1)} = 0,08676$$

Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus dan Dinding Geser Beton Bertulang Khusus = 7. (SNI 1726:2012 Tabel 9)

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_o}\right)}; S_{D1} = 0,4960; R = 7; I_o = 1; T = 2,725 \text{ detik}$$

$$C_s = \frac{0,4960}{2,725(7/1)} = 0,026$$

Dan nilai  $C_s$  tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e$$

$$C_s = 0,044 \times 0,6073 \times 1$$

$$C_s = 0,0267$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) < 85% persen dari prosedur gaya lateral ekivalen ( $V_s$ ), maka gaya harus dikalikan dengan  $0,85V/V_t$  (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam ( $V_t$ ) dan  $V_{statik}$  ( $V_s$ ) sebagai berikut :

Tabel 6. 22 *Base Shear* pada Tiap Arah

Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN
RSPX Max	7642.055	91.8877	0
RSPY Max	91.885	6979.22	0
Gempa-X	-7520.69	-0.0009	0
Gempa-Y	-0.0009	-7520.69	0

Maka didapatkan kontrol akhir base reaction sebagai berikut :

Sumbu x

$$V_{dinamik} \geq 0,85 V_{statik}$$

$$7642.05 \text{ kN} \geq 0,85 \times 7520.69 = 6392.58 \text{ kN}$$

Sumbu Y

$$V_{dinamik} \geq 0,85 V_{statik}$$

$$6979.22 \text{ kN} \geq 0,85 \times 7520.69 = 6392.58 \text{ kN}$$

Maka gempa dinamik telah memenuhi persyaratan pada peraturan SNI 1726:2012. Respons spektrum hanya digunakan sampai dengan penentuan proporsi *base shear* sistem ganda.

#### 6.4.5 Chek Base Shear

Beban gempa DDBD diinputkan kedalam pemodelan dengan cara statik ekivalen pada pusat massa yang telah dimodifikasi akibat pengaruh torsi bawaan model, perlu diperiksa apakah gaya gempa yang dimasukkan telah terdistribusi dengan benar dan direspond struktur pada reaksi gaya geser dasar perletakkan

Tabel 6. 23 Kontrol Base Shear

Summation	EX	EY	DDBD X	DDBD Y
0, 0, Base	-6695.71	0	6695.71	9234.27
0, 0, Base	0	-9234.27		

#### 6.4.6 Kontrol Simpangan

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan dengan perumusan seperti berikut ini:

$$\delta_i = \frac{C_d \times \delta_x}{I}$$

Dimana:

$\delta_i$  = defleksi pada lantai ke-x

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi( =5.5)

$I$  = faktor keutamaan gedung ( = 1 )

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025 h_{sx}$	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata <sup>a</sup>	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

Gambar 6. 7 Batas Simpangan Gedung

Untuk sistem ganda (dual system) , drift dibatasi sebesar :

$$\Delta = 0.020.h_{sx}$$

$$\begin{aligned} &= 0.020 \times 3.4 = 68 \text{ mm} \\ \Delta &= 0.020 \cdot h_{sx} \\ &= 0.020 \times 4000 = 80 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tabel 6. 24 Kontrol Simpangan Arah X-X

Story	Load Case	Arah	Max Drift (mm)	Max Drift (m)	$\delta_i$ (m)	$\delta_{ijin}$ (m)	Ket
Story21	EQX	X	2.607	0.0026	0.015	0.08	OK
Story20	EQX	X	2.944	0.0029	0.017	0.08	OK
Story19	EQX	X	2.685	0.0027	0.015	0.064	OK
Story18	EQX	X	2.916	0.0029	0.017	0.064	OK
Story17	EQX	X	3.154	0.0032	0.018	0.064	OK
Story16	EQX	X	3.385	0.0034	0.019	0.064	OK
Story15	EQX	X	3.598	0.0036	0.020	0.064	OK
Story14	EQX	X	3.791	0.0038	0.021	0.064	OK
Story13	EQX	X	3.955	0.0040	0.022	0.064	OK
Story12	EQX	X	4.1	0.0041	0.023	0.064	OK
Story11	EQX	X	4.152	0.0042	0.023	0.064	OK
Story10	EQX	X	4.239	0.0042	0.024	0.064	OK
Story9	EQX	X	4.291	0.0043	0.024	0.064	OK
Story8	EQX	X	4.311	0.0043	0.024	0.064	OK
Story7	EQX	X	4.296	0.0043	0.024	0.064	OK
Story6	EQX	X	4.24	0.0042	0.024	0.064	OK
Story5	EQX	X	4.14	0.0041	0.023	0.064	OK
Story4	EQX	X	4.668	0.0047	0.026	0.08	OK
Story3	EQX	X	4.217	0.0042	0.024	0.08	OK
Story2	EQX	X	3.353	0.0034	0.019	0.08	OK
Story1	EQX	X	1.667	0.0017	0.010	0.08	OK

Tabel 6. 25 Kontrol Simpangan Arah Y-Y

Story	Load Case	Arah	Max Drift (mm)	Max Drift (m)	$\delta_i$ (m)	$\delta_{ijin}$ (m)	Ket
Story21	EQY	Y	6.221	0.0062	0.035	0.08	OK
Story20	EQY	Y	6.709	0.0067	0.037	0.08	OK
Story19	EQY	Y	5.871	0.0059	0.033	0.064	OK
Story18	EQY	Y	6.163	0.0062	0.034	0.064	OK
Story17	EQY	Y	6.473	0.0065	0.036	0.064	OK
Story16	EQY	Y	6.777	0.0068	0.038	0.064	OK
Story15	EQY	Y	7.063	0.0071	0.039	0.064	OK
Story14	EQY	Y	7.321	0.0073	0.041	0.064	OK
Story13	EQY	Y	7.538	0.0075	0.042	0.064	OK
Story12	EQY	Y	7.732	0.0077	0.043	0.064	OK
Story11	EQY	Y	7.758	0.0078	0.043	0.064	OK
Story10	EQY	Y	7.83	0.0078	0.044	0.064	OK
Story9	EQY	Y	7.812	0.0078	0.043	0.064	OK
Story8	EQY	Y	7.711	0.0077	0.043	0.064	OK
Story7	EQY	Y	7.517	0.0075	0.042	0.064	OK
Story6	EQY	Y	7.215	0.0072	0.040	0.064	OK
Story5	EQY	Y	6.792	0.0068	0.038	0.064	OK
Story4	EQY	Y	7.289	0.0073	0.041	0.08	OK
Story3	EQY	Y	6.272	0.0063	0.035	0.08	OK
Story2	EQY	Y	4.818	0.0048	0.027	0.08	OK
Story1	EQY	Y	2.367	0.0024	0.014	0.08	OK

#### 6.4.7 Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-Delta ditentukan berdasarkan nilai dari koefisien stabilitas ( $\theta$ ). Jika nilai ( $\theta$ )  $< 0, 1$ , maka pengaruh Pdelta

dapat dibaikan. beberapa tahapan perhitungan P-Delta, diantaranya:

- Gunakan nilai simpangan antar lantai (*story drift*).
- Beban vertikal yang bekerja adalah penjumlahan antara beban mati, dan beban hidup yang bekerja pada masingmasing lantai.
- Hitung nilai koefisien stabilitas ( $\theta$ ) = (beban komulatif  $\times$  *story drift*  $\times$   $I_e$ ) / (gaya geser seismik  $\times$  tinggi lantai  $\times$  CD)
- Syarat ( $\theta$ )  $< 0,1$
- Untuk analisis otomatis yang disertakan pengaruh P-Delta, maka ( $\theta$ ) hitungan diijinkan dibagi dengan nilai  $(1+ (\theta)$  hitungan dibawah).
- Nilai ( $\theta$ ) tidak boleh lebih dari ( $\theta$ )  $\max = (0,5/\beta \times CD$ , dan ( $\theta$ )  $< 0,25$ . Untuk nilai  $\beta$  boleh = 1, maka hasilnya adalah 0,09091.

Adapun rangkuman hasil perhitungan kontrol P-Delta dapat dilihat dalam tabel Tabel 6. 26 untuk arah x dan Tabel 6. 27 untuk arah y

Tabel 6. 26 Kontrol P-Delta Arah X

Story	h	P	V <sub>x</sub>	U <sub>x</sub>	D <sub>x</sub>	$\theta_x$	Ket
Story21	4000	350318.4	6827.11	130.182	12.5	0.040013	OK
Story20	4000	332180.1	6821.72	126.439	14.0	0.042638	OK
Story19	3400	312458.6	6797.02	122.236	13.0	0.04384	OK
Story18	3400	292737.1	6742.46	118.345	14.2	0.045471	OK
Story17	3400	275376.6	6648.75	114.072	15.6	0.047458	OK
Story16	3400	258561.1	6544.79	109.397	16.9	0.049151	OK
Story15	3400	241745.7	6412.54	104.321	18.2	0.050468	OK
Story14	3400	224930.2	6250.05	98.859	19.4	0.051381	OK
Story13	3400	208114.8	6055.82	93.034	20.5	0.051835	OK
Story12	3400	191299.3	5828.82	86.88	21.5	0.051956	OK



Tabel 6. 26 Lanjutan .....

Story	h	P	V <sub>x</sub>	U <sub>x</sub>	D <sub>x</sub>	$\theta_x$	Ket
Story11	3400	174483.8	5568.49	80.421	22.2	0.05111	OK
Story10	3400	158126.7	5274.7	73.766	22.9	0.050493	OK
Story9	3400	141732.1	4957.62	66.894	23.5	0.049365	OK
Story8	3400	125337.4	4608.12	59.849	23.9	0.047812	OK
Story7	3400	108942.7	4226.2	52.677	24.2	0.045813	OK
Story6	3400	92548.03	3811.86	45.426	24.2	0.043262	OK
Story5	3400	76153.36	3365.1	38.156	24.1	0.04018	OK
Story4	4000	59758.69	2885.92	30.912	35.1	0.045374	OK
Story3	4000	43364.01	2374.31	20.394	31.7	0.036189	OK
Story2	4000	26447.35	1830.28	10.883	24.7	0.022265	OK
Story1	4000	9312.489	1217.92	3.487	11.6	0.005555	OK

Tabel 6. 27 Kontrol P-Delta ArahY

Story	h	P	V <sub>y</sub>	U <sub>y</sub>	D <sub>y</sub>	$\theta_y$	Ket
Story21	4000	350318.43	9406.55	162.87	22.0	0.0512	OK
Story20	4000	332180.07	9376.84	156.28	23.8	0.0528	OK
Story19	3400	312458.57	9303.15	149.13	20.9	0.0515	OK
Story18	3400	292737.08	9181.07	142.87	21.9	0.0513	OK
Story17	3400	275376.56	9004.33	136.31	22.9	0.0516	OK
Story16	3400	258561.11	8823.51	129.43	24.0	0.0517	OK
Story15	3400	241745.66	8607.46	122.23	25.0	0.0517	OK
Story14	3400	224930.21	8354.75	114.72	26.0	0.0514	OK
Story13	3400	208114.75	8064.22	106.92	26.8	0.0509	OK
Story12	3400	191299.30	7735.00	98.87	27.6	0.0502	OK
Story11	3400	174483.85	7366.49	90.59	27.8	0.0485	OK
Story10	3400	158126.73	6958.39	82.24	28.3	0.0472	OK
Story9	3400	141732.05	6524.56	73.76	28.4	0.0454	OK

Tabel 6. 27 Lanjutan .....

Story	h	P	V <sub>y</sub>	U <sub>y</sub>	D <sub>y</sub>	$\theta_y$	Ket
Story8	3400	125337.38	6052.30	65.22	28.4	0.0432	OK
Story7	3400	108942.71	5541.62	56.71	28.0	0.0405	OK
Story6	3400	92548.03	4992.51	48.30	27.4	0.0374	OK
Story5	3400	76153.36	4404.98	40.08	26.5	0.0337	OK
Story4	4000	59758.69	3779.02	32.12	37.2	0.0367	OK
Story3	4000	43364.01	3114.64	20.97	32.4	0.0282	OK
Story2	4000	26447.35	2411.84	11.24	25.0	0.0171	OK
Story1	4000	9312.49	1625.04	3.73	12.4	0.0045	OK

Dari rangkuman diatas dapat dikatakan bahwa pengaruh Pdelta telah memenuhi persyaratan, jika tidak memenuhi maka model struktur harus dirubah.

## **BAB VII**

### **DESAIN STRUKTUR UTAMA**

#### **7.1 Umum**

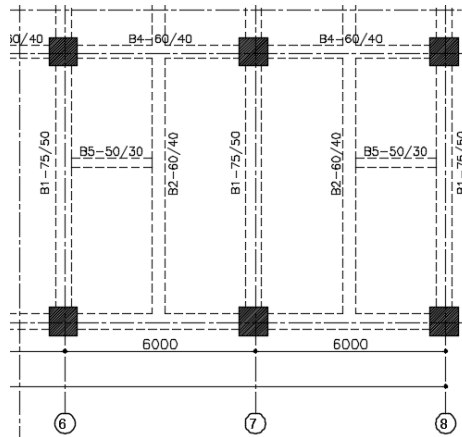
Struktur utama menahan semua kombinasi beban yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa gempa dan angin. Komponen balok primer, kolom dan dinding struktur geser (*shear wall*) merupakan komponen struktur primer. Struktur berbasis *performance based desain* yang nilai *base shear*-nya di desain dengan metode *Direct Displacement Based Design (DDBD)* didetailkan dengan pendetailan khusus. Hal tersebut dilakukan agar struktur tersebut dapat merespon beban gempa yang terjadi sesuai dengan tingkat daktilitas struktur rencana hasil perhitungan dengan metode DDBD. Pada tugas akhir ini struktur utama direncanakan sebagai Sistem Ganda (sistem rangka momen khusus dan dinding struktural khusus) yang di rencanakan berdasarkan SNI 2847:2013 Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung. Berikut adalah perhitungan dalam desain kebutuhan tulangan struktur utama tersebut.

#### **7.2 Desain Balok Primer**

Dalam perhitungan desain ulang tulangan balok diambil contoh pada balok B1 (75/50) As 7 A-B lantai 9. Lokasi balok dapat dilihat pada Gambar 7.1

Data desain ulang balok primer :

Mutu beton	= 35 MPa
Mutu tulangan	= 400 MPa
Diameter tul. lentur	= D22 mm
Diameter tul. geser	= D10 mm
Diameter tul. torsi	= D13 mm
Selimut beton	= 40 mm



Gambar 7. 1 Denah Lokasi B1 75/50

Karena struktur gedung ini menggunakan Sistem Ganda yang merupakan perpaduan Sistem Rangka Momen Khusus (SRMK) dan Dinding Struktural Khusus (DSK), maka persyaratan untuk pendetailan khusus pada batang lentur sesuai *SNI:2847-2013 pasal 21.5.1* berikut ini harus dipenuhi

- a. Gaya aksial tekan terfaktor tidak melebihi  $0,1Agf'c$  (*SNI:2847-2013 pasal 21.5.1.1*)  
 $P_u < 0,1Agf'c \Rightarrow$  memenuhi syarat.
- b. Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari 4 kali tinggi efektifnya (*SNI:2847-2013 pasal 21.5.1.2*).  
 $L_n = 7600 \text{ mm}$   
 $d = 750 - 40 - 10 - (19/2) = 689 \text{ mm}$   
 $4d = 4 (689) = 2756 \text{ mm}$   
 $L_n > 4d \Rightarrow$  memenuhi syarat
- c. Lebar komponen tidak boleh kurang dari  $0,3 h$  dan  $250 \text{ mm}$  (*SNI:2847-2013 pasal 21.5.1.3*).  
 $b_w/h = 750/500 = 0.667 h \Rightarrow$  memenuhi syarat.

### 7.2.1 Output Gaya Dalam

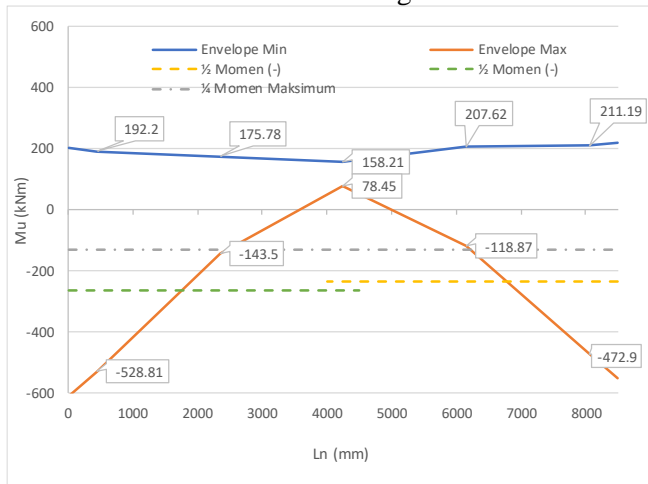
Output gaya dalam dari hasil pemodelan dan analisa struktur yang dibutuhkan dalam desain balok berupa momen, geser dan torsi dari kombinasi gaya terfaktor.

#### a. Momen Envelope

Distribusi momen envelope pada balok B1 dengan bentang  $L_n = 7.6$  m dapat dilihat pada Gambar 7.2. Momen rencana untuk pendetailan khusus harus memenuhi ketentuan sesuai *SNI:2847-2013 Pasal 21.5.2.2* yaitu :

(a) Kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah momen negatifnya

(b) Kekuatan momen negative dan positif pada sembarang penampang sepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperempat momen maksimumnya. Maka momen sesuai ketentuan tersebut adalah sebagai berikut:



Gambar 7. 2 Momen Envelope Balok B1

Tump. kanan (-)	= -472.9 kNm
½ Momen (-)	= -236.45 kNm
Tump. kiri (-)	= -528.81 kNm
½ Momen (-)	= -264.405 kNm

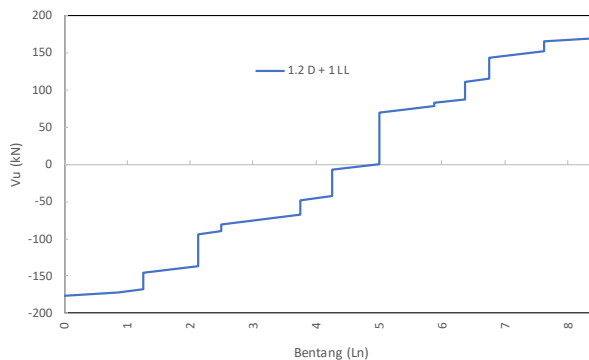
Momen Maksimum = -528.81 kNm  
 $\frac{1}{4}$  Momen Maksimum = -132.202 kNm

Maka sesuai grafik pada Gambar 7.2 didapatkan momen desainya sebagai berikut:

Tump. Kanan (-) = 471.792 kNm  
 Tump. Kanan (+) = 225.598 kNm  
 Tump. Kiri (-) = 536.972 kNm  
 Tump. Kiri (+) = 190.687 kNm  
 Lapangan (-) = 65.6 kNm  
 Lapangan (+) = 142.5 kNm

b. Gaya Geser

Untuk desain geser dibutuhkan distribusi gaya geser gravitasi hasil Analisa struktur dengan ETABS dengan kombinasi pembebanan 1.2 D + 1.6 L. Distribusi gaya geser gravitasi dapat dilihat pada Gambar 7.3.



Gambar 7. 3 Gaya Geser Gravitasi (1,2D+1,6L) Balok B1

c. Torsi

Nilai torsi di muka tumpuan terbesar hasil kombinasi envelope adalah 66,132 kNm

## 7.2.2 Tulangan Longitudinal Balok Primer

### a. *Tulangan Longitudinal Untuk Lentur Tumpuan Kanan Negatif (-)*

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik  $\phi=0.9$ ) (SNI:2847-2013 Ps. 9.3.2.1)

$$M_u = 471792000 \text{ N.mm}$$

$$d = 750 - 40 - 10 - 22/2 = 689 \text{ mm (dipasang 1 baris)}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{M_n}{\phi b d^2} = \frac{471792000}{0,9 \times 500 \times 689^2} = 2,21 \text{ MPa}$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekivalen ( $a$ )

$$a = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \cdot d = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,21}{0,85 \times 35}} \right) \cdot 689$$

$$a = 53,20 \text{ mm}$$

Luas Tulangan Perlu ( $A_s$ )

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \times 35 \times 53,2 \times 500}{400} = 1978,47 \text{ mm}^2$$

Cek Kondisi Penampang Awal (SNI 2847:2013Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{53,2}{0,8} = 66,50 \text{ mm}$$

$$c/d = 66,50 / 689 = 0,097 < 0,375 \text{ (Terkendali Tarik)}$$

Cek Syarat Tulangan Perlu (SNI 2847:2013 Ps.21.5.2.1)

$$A_s = 1368 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin1} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{35}}{400} \times 400 \times 689$$

$$= 1273,81 \text{ mm}^2 < A_s \quad (\text{OK})$$

$$A_{smin2} = \frac{1,4 b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 540,5}{400}$$

$$= 1205,75 \text{ mm}^2 < A_s \quad (\text{OK})$$

$$\rho_{\max} = 0,025 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\max}} = 0,025 \times 500 \times 689 = 8612,5 \text{ mm}^2 > A_s$$

Maka syarat tulangan terpenuhi, sehingga  $A_s$  perlu dapat digunakan

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

Jarak tulangan Utama

$$n_{\text{tul}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{\text{tul}}}} = \frac{1978,47}{0,25 \times \pi \times 22^2} = 5,21, \text{ digunakan } 6 \text{ buah}$$

Cek spasi tulangan asumsi awal (dipasang 1 baris)

$$S = \frac{b_w - 2\phi_{\text{sengkang}} - n\phi_{\text{tul utama}}}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 6 \times 22}{6-1} = 53,6 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

$$d_{\text{aktual}} = 689 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{aktual}}} = 6 \times (0,25 \pi 22^2) = 2280,8 \text{ mm}^2$$

Cek Kapasitas Penampang Aktual

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{2280,8 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 61,33$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - 0,5a)$$

$$= 0,9 \times 2280,8 \times 400 \times (689 - (0,5 \times 61,33))$$

$$= 540549124 \text{ Nmm} > 471792000 \text{ Nmm} \quad (\text{OK})$$

**Tumpuan Kanan Positif (+)**

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik  $\phi=0.9$ ) (SNI:2847-2013 Ps. 9.3.2.1)

$$M_u = 225598000 \text{ N.mm}$$

$$d = 750 - 40 - 10 - 22/2 = 689 \text{ mm} \text{ (dipasang 1 baris)}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{M_n}{\phi b d^2} = \frac{225598000}{0,9 \times 500 \times 689^2} = 1,06 \text{ MPa}$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen ( $a$ )



$$a = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85 \times f_c'}} \right) \cdot d = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,06}{0,85 \times 35}} \right) \cdot 689$$

$$a = 24,91 \text{ mm}$$

Luas Tulangan Perlu (As)

$$As = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \times 35 \times 24,91 \times 500}{400} = 926,27 \text{ mm}^2$$

Cek Kondisi Penampang Awal (SNI 2847:2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{24,91}{0,8} = 31,13 \text{ mm}$$

$$c/d = 31,13 / 689 = 0,045 < 0,375 \text{ (Terkendali Tarik)}$$

Cek Syarat Tulangan Perlu (SNI 2847:2013 Ps.21.5.2.1)

$$As = 926,27 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin1} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{35}}{400} \times 400 \times 689$$

$$= 1273,81 \text{ mm}^2 > As \quad (\text{NOT OK})$$

$$A_{smin2} = \frac{1,4 b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 540,5}{400}$$

$$= 1205,75 \text{ mm}^2 > As \quad (\text{NOT OK})$$

$$\rho_{max} = 0,025 \cdot b \cdot d$$

$$As_{max} = 0,025 \times 500 \times 689 = 8612,5 \text{ mm}^2 > As$$

Karena nilai  $As < As_{min}$ , maka digunakan  $As_{minimum}$  untuk luasan tulangan yang digunakan,  $As_{perlu} = 1273,81$

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

Jarak tulangan Utama

$$n_{tul} = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}} = \frac{1273,81}{0,25 \times \pi \times 22^2} = 3,351, \text{ digunakan 4 buah}$$

Cek spasi tulangan asumsi awal (dipasang 1 baris)

$$S = \frac{bw - 2\text{deck} - 2\phi_{sengkan} - n\phi_{tul \text{ utama}}}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

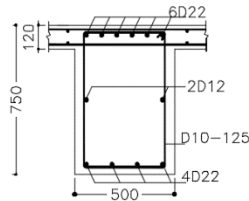
$$S = \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 7 \times 22}{4-1} = 104 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

$$d_{aktual} = 689 \text{ mm}$$

$$A_{s_{aktual}} = 4 \times (0,25 \pi 22^2) = 1520,53 \text{ mm}^2$$

### Cek Kapasitas Penampang Aktual

Untuk Penampang Balok-T dengan momen positif (+) maka kapasitas penampang aktual harus di cek sebagai Balok T dengan penampang seperti pada Gambar 7.4 sebagai berikut :



Gambar 7. 4 Penampang Balok-T B1 Tumpuan

Dimana :

$$B_w = 500 \text{ mm}$$

$$H = 750 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal plat (Hf)} = 120 \text{ mm}$$

$$H_b = 750 - 120 = 630 \text{ mm}$$

$$B_w + 2H_b = 500 + 2 \times 630 = 1760 \text{ mm}$$

$$B_w + 8H_f = 500 + 8 \times 120 = 1460 \text{ mm}$$

Digunakan Lebar Efektif ( $B_{eff}$ ) = 1360 mm

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1520,53 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 40,89 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{40,89}{0,8} = 51,11 \text{ mm} < h_f = 120 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} c/d_t &= 51,11 / 689 = 0,074 < 0,375 \text{ (Terkendali Tarik)} \\ \phi M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - 0,5a) \\ &= 0,9 \times 1520,53 \times 400 \times (689 - (0,5 \times 40,89)) \\ &= 365961545,5 \text{ Nmm} > 190687000 \text{ Nmm (OK)} \end{aligned}$$

Untuk kebutuhan tulangan lentur di sepanjang bentang balok B1 (Balok Primer) dihitung dengan cara yang sama. Selanjutnya hasil hitungan balok primer lainnya B3 dan B4 dapat ditabelkan pada Tabel 7. 2.

#### ***b. Tulangan Longitudinal Untuk Torsi***

Pengaruh torsi diatur dalam *SNI:2847-2013 Ps. 15.5.1*, untuk komponen *non-prategang* jika  $T_u$  kurang dari  $\phi 0,083 \lambda \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$  maka pengaruh torsi dapat diabaikan.

Untuk balok B1 pengaruh torsi dapat diabaikan karena memungkinkan terjadi redistribusi momen ke pelat lantai yang menggapit sisi balok tersebut sehingga hanya dipasang tulangan tengah 2D13.

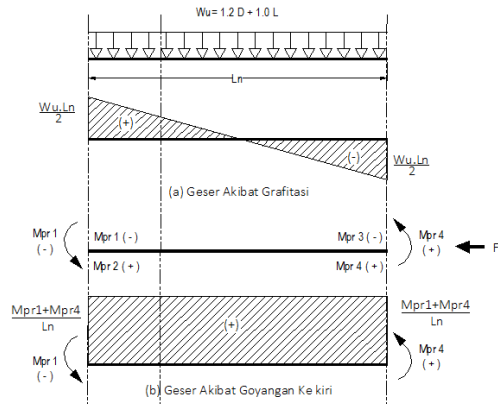
### **7.2.3 Tulangan Transversal Balok Primer**

Penulangan transversal atau geser di desain sesuai persyaratan *SNI 2847:2013 Ps. 21.5.3*. Gaya geser harus berdasarkan pada gaya geser desain ( $V_e$ ) sesuai *Ps.21.5.4.1*. Hal ini berarti bahwa tulangan geser atau tulangan transversal dapat menjamin kekangan saat terbentuk sendi plastis pada ujung balok akibat goyangan.

#### ***a. Mengitung Gaya Geser Desain***

Gaya geser desain dihitung berdasarkan momen ujung balok ( $M_{pr}$ ). Momen ujung dihitung berdasarkan nilai tegangan tarik baja sebesar 1.25  $f_y$  dan faktor reduksi

lentur  $\phi=1$  (SNI:2847-2013 Pasal 21.6.2.2). Akibat goyangan gempa maka momen ujung kanan akan bekerja bersamaan dengan momen ujung kiri begitu juga sebaliknya. Momen ujung dihitung harus mempertimbangkan pelat lantai yang di cor secara monolit dengan balok, sehingga balok dan pelat lantai bekerja secara bersamaan (SNI 2847:2013 Pasal 13.2.4). Ilustrasi mekanisme geser desain pada balok B1 menurut SNI akibat goyangan kekiri



Gambar 7. 5 Gaya Geser Desain Ve Pada Balok B1 Akibat Goyangan Kiri

Menghitung momen ujung ( $M_{pr}$ ) akibat goyangan ke kiri

Momen ujung tumpuan kiri negative ( $M_{pr1}$ )

$$a_{pr} = \frac{As \cdot 1,25f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{2280,8 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 76,67 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= As \cdot 1,25f_y \cdot (d - 0,5a) \\ &= 2280,8 \times 1,25 \times 400 \times (689 - (0,5 \times 76,67)) \\ &= 742019762,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen ujung tumpuan kanan positif ( $M_{pr4}$ )

$$a_{pr} = \frac{As \cdot 1,25f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1520,53 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 51,11 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr4} &= A_s \cdot 1,25 f_y \cdot (d - 0,5a) \\
 &= 1520,53 \times 1,25 \times 400 \times (689 - (0,5 \times 51,1)) \\
 &= 504394186,4 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Gaya Geser Terfaktor Akibat Beban Gravitasi

$$\begin{aligned}
 V_{gkiri} &= \frac{W_u \cdot l_n}{2} = 176789 \text{ N (ETABS v.16)} \\
 V_{gkanan} &= \frac{W_u \cdot l_n}{2} = 170264 \text{ N (ETABS v.16)}
 \end{aligned}$$

Gaya Geser akibat Goyangan ke kiri :

$$\begin{aligned}
 V_{sway} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{l_n} = \frac{742019762,5 + 504394186,4}{7600} \\
 V_{sway} &= 164001,83 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Sehingga Gaya Geser Desain akibat goyangan ke kiri adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_{e1} &= V_{sway} + V_{gkiri} \\
 V_{e1} &= 164001,83 + 176789 = 340790,8 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{e2} &= V_{sway} - V_{gkanan} \\
 V_{e2} &= 164001,83 - 170264 = -6262,2 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Menghitung momen ujung ( $M_{pr}$ ) akibat goyangan kanan

Momen ujung tumpuan kanan negative ( $M_{pr2}$ )

$$\begin{aligned}
 a_{pr} &= \frac{A_s \cdot 1,25 f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{2280,8 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 76,67 \text{ mm} \\
 M_{pr2} &= A_s \cdot 1,25 f_y \cdot (d - 0,5a) \\
 &= 2280,8 \times 1,25 \times 400 \times (689 - (0,5 \times 76,67)) \\
 &= 742019762,5 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Momen ujung tumpuan kiri positif ( $M_{pr3}$ )

$$\begin{aligned}
 a_{pr} &= \frac{A_s \cdot 1,25 f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1520,53 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 51,11 \text{ mm} \\
 M_{pr3} &= A_s \cdot 1,25 f_y \cdot (d - 0,5a)
 \end{aligned}$$

$$= 1520,53 \times 1,25 \times 400 \times (689 - (0,5 \times 51,1))$$

$$= 504394186.4 \text{ Nmm}$$

Gaya Geser Terfaktor Akibat Beban Gravitasi

$$V_{gkiri} = \frac{W_u \cdot l_n}{2} = 176789 \text{ N (ETABS v.16)}$$

$$V_{gkanan} = \frac{W_u \cdot l_n}{2} = 170264 \text{ N (ETABS v.16)}$$

Gaya Geser akibat Goyangan ke kanan :

$$V_{sway} = \frac{M_{pr2} + M_{pr3}}{l_n} = \frac{742019762,5 + 504394186.4}{7600}$$

$$V_{sway} = 164001.83 \text{ N}$$

Sehingga Gaya Geser Desain akibat goyangan ke kanan adalah sebagai berikut:

$$V_{e3} = V_{sway} - V_{gkiri}$$

$$V_{e3} = 164001.83 + 176789 = -12787.2 \text{ N}$$

$$V_{e4} = V_{sway} + V_{gkanan}$$

$$V_{e4} = 164001.83 - 170264 = -334265.8 \text{ N}$$

Nilai gaya geser desain akibat gempa kanan dan gempa kiri bernilai sama karena desain tulangan lentur untuk masing-masing ujung (kanan dan kiri) bernilai sama.

**b. Penulangan Geser di daerah sendi plastis**

Untuk daerah sendi plastis sepanjang 2h dari muka kolom =  $2 \times 750 = 1500 \text{ mm}$ , maka kontribusi beton dalam menahan gaya geser  $V_c$ , diambil = 0 apabila :

- 1) Gaya tekan aksial terfaktor,  $P_u$ , termasuk pengaruh gempa kurang dari  $A_g f'_c / 20$   
 Nilai  $P_u = 0 \text{ Kn} < A_g f'_c / 20$  (OK)
- 2) Gaya geser akibat gempa melebihi  $\frac{1}{2}$  atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum disepanjang bentang

Tabel 7. 1 Gaya Geser Balok B1 di Muka Kolom

Arah Gempa	Geser Gempa	Tump. Kiri		Tump. Kanan	
		$V_e$	$1/2 V_e$	$V_e$	$1/2 V_e$
	(N)	(N)	(N)	(N)	(N)
Kanan	164001.84	340790.8	170395.4	-6262.2	-3131.08
Kiri	164001.84	-12787.2	-6393.58	334265.8	167132.9

Dari Tabel 7. 1 gaya geser akibat gempa di muka kolom  $\leq$   
 $\frac{1}{2}$  dari kekuatan geser perlu maksimum (NOT OK)  
Maka nilai  $V_c$  (Kuat geser beton) :

Tumpuan Kiri (Eksterior)

$$V_e = 340790.8 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d = 0,17 \times \sqrt{35} \times 500 \times 689$$

$$= 346475.21 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)}$$

$$d = 750 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \times 22 = 689 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{340790.8}{0,75} - 346475.21$$

$$V_s = 107912.57 \text{ N}$$

$$V_{smax} = \frac{2}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d = \frac{2}{3} \times \sqrt{35} \times 500 \times 689$$

$$= 1345139.06 \text{ N}$$

$$V_{Spakai} = 107912.57 \text{ N}$$

$$\text{Dipakai sengkang 2 kaki D10} = A_v = 157 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \times 400 \times 689}{107912.57} = 407.61 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah sendi  
plastis (SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2)

$$S = d/4 = 689/4 = 172,5 \text{ mm}$$

$$S = 6 \times db = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$S = 150 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai Sengkang D10-125

Tumpuan Kanan (Interior)

$$V_e = 334265.8 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d = 0,17 \times \sqrt{35} \times 500 \times 689 \\ = 346475.21 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)}$$

$$d = 750 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \times 22 = 689 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{334265.8}{0,75} - 346475.21$$

$$V_s = 99212.56 \text{ N}$$

$$V_{smax} = \frac{2}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d = \frac{2}{3} \times \sqrt{35} \times 500 \times 689 \\ = 1345139.06 \text{ N}$$

$$V_{Spakai} = 99212.56 \text{ N}$$

$$\text{Dipakai sengkang 2 kaki D10} = A_v = 157 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \times 400 \times 689}{99212.56} = 436.35 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah sendi plastis (SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2)

$$S = d/4 = 689/4 = 172,5 \text{ mm}$$

$$S = 6 \times db = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$S = 150 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai Sengkang D10-125

**c. Penulangan Geser di daerah luar sendi plastis**

Untuk daerah di luar sendi plastis, diluar 2h dari muka kolom =  $2 \times 750 = 1500 \text{ mm}$ , maka gaya geser desainnya sebagai berikut:

$$V_{eLap} = \frac{(7600 - 1500) \times (340790.8 - (-6262.2))}{7600} + (-6262.2)$$

$$V_{eLap} = 272293.5 \text{ N}$$

Untuk daerah di luar sendi plastis, diluar 2h dari muka kolom  $> 2 \times 750 = 1500 \text{ mm}$ , beton dianggap dapat berkontribusi menahan geser ( $V_c$ ) yang terjadi sehingga:



$$V_{eLap} = 272293.5 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d = 0,17 \times \sqrt{35} \times 500 \times 689$$

$$= 346475.21 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)}$$

$$d = 750 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \times 22 = 689 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{V_{eLap}}{\phi} - V_c = \frac{272293.5}{0,75} - 346475.21$$

$$V_s = 16582.8 \text{ N}$$

$$V_{smax} = \frac{2}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d = \frac{2}{3} \times \sqrt{35} \times 500 \times 689$$

$$= 1345139.06 \text{ N}$$

$$V_{spakai} = 16582.8 \text{ N}$$

$V_s < V_c$  , maka digunakan tulangan minimum

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah luar sendi

plastis (SNI 03-2847-2013 Ps. 21.5.3.4)

$$S = d/2 = 689/2 = 344,5 \text{ mm}$$

Dipakai Sengkang D10-300

Tabel 7. 2 Tulangan Lentur Balok B1

Lokasi		Mu Nmm	As Perlu	Kebutuhan Tulangan		As Pasang	$\phi M_n$
1	2	3	4	5	6	7	8
Tump	Kanan (-)	471792000	1978.47	6	D 22	2280.80	540549124.4
	Kanan (+)	225598000	926.27	4	D 22	1520.53	365961545.5
	Kiri (-)	536972000	2264.97	6	D 22	2280.80	540549124.4
	Kiri (+)	190687000	780.67	4	D 22	1520.53	365961545.5
Lap.	Negatif	65600000	265.85	4	D 22	1520.53	365961545.5
	Positif	142500000	581.09	4	D 22	1520.53	365961545.5
Sengkang		Sendi Plastis (2h)		D10-125 mm			
		Luar Sendi Plastis (2h)		D10-300 mm			

Tabel 7. 3 Tulangan Balok B3-75/50

Lokasi		Mu Nmm	As Perlu	Kebutuhan Tulangan		As Pasang	$\phi$ Mn
1	2	3	4	5	6	7	8
Tump	Kanan (-)	221500000	909.13	4	22	1520.53	365961545.5
	Kanan (+)	137100000	558.83	4	22	1520.53	365961545.5
	Kiri (-)	302400000	1249.63	4	22	1520.53	365961545.5
	Kiri (+)	151200000	617.01	4	22	1520.53	365961545.5
Lap.	Negatif	75600000	306.62	4	22	1520.53	365961545.5
	Positif	135200000	551.00	4	22	1520.53	365961545.5
Sengkang		Sendi Plastis (2h)		D10-100 mm			
		Luar Sendi Plastis (2h)		D10-300 mm			

Tabel 7. 4 Tulangan Balok B4-60/40

Lokasi		Mu Nmm	As Perlu	Kebutuhan Tulangan		As Pasang	$\phi$ Mn
1	2	3	4	5	6	7	8
Tump	Kanan (-)	215500000	1151.97	4	22	1520.53	281055148.6
	Kanan (+)	107700000	564.99	3	22	1140.40	213414234.5
	Kiri (-)	223500000	1196.46	4	22	1520.53	281055148.6
	Kiri (+)	111700000	586.38	3	22	1140.40	213414234.5
Lap.	Negatif	55880000	290.62	3	22	1140.40	213414234.5
	Positif	189800000	1009.95	3	22	1140.40	213414234.5
Sengkang		Sendi Plastis (2h)		D10-125 mm			
		Luar Sendi Plastis (2h)		D10-250 mm			

## 7.2.4 Panjang Penyaluran Tulangan Balok Primer

- a. *Panjang Penyaluran Tulangan Kondisi Tarik*  
 $db = 22 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 \Psi_t &= 1,0 && (\text{SNI:2847-2013 pasal 12.2.4(a)}) \\
 \Psi_e &= 1,0 && (\text{SNI:2847-2013 pasal 12.2.4(b)}) \\
 \Psi_s &= 0,8 && (\text{SNI:2847-2013 pasal 12.2.4(c)}) \\
 \lambda &= 1,0 && (\text{SNI:2847-2013 pasal 12.2.4(d)}) \\
 cb &= \text{Deck} + Dtul \text{ geser} + 0,5Dtul \text{ lentur} = 61 \text{ mm} \\
 K_{tr} &= 0 && (\text{SNI:2847-2013 pasal 12.2.3})
 \end{aligned}$$

Panjang penyaluran tulangan tarik dihitung sesuai dengan rumus (12-1) Pasal. 12.2.3 SNI 2847 2013

$$(cb+K_{tr})/db = (59,5+0)/22 = 2,77 > 2,5, \text{ maka diambil } = 2,5$$

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f_c'}} \times \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s}{\left( \frac{Cb+K_{tr}}{db} \right)} \right) \cdot db = \left( \frac{400}{1,1\sqrt{35}} \times \frac{1 \times 1 \times 0,8}{2,5} \right) \cdot 22$$

$$l_d = 432,72 \text{ mm}$$

$$l_d \text{ min} = 300 \text{ mm (SNI:2847-2013 pasal 12.2.1)}$$

dipakai  $l_d = 450 \text{ mm}$

#### **b. Panjang Penyaluran Tulangan Kondisi Tekan**

Panjang penyaluran tulangan kondisi tarik ( $l_{dc}$ ) tidak boleh diambil lebih kecil dari 200 mm ( SNI:2847:2013 Pasal.12.3.1)

$$l_{dc1} = \left( \frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f_c'}} \right) \cdot db = \left( \frac{0,24 \times 400}{1\sqrt{35}} \right) \times 22 = 356,99 \text{ mm}$$

$$l_{dc2} = (0,043 f_y) \cdot db = (0,043 \times 400) \times 22 = 378,4 \text{ mm}$$

Dipakai  $l_{dc} = 400 \text{ mm}$

#### **c. Panjang Kait**

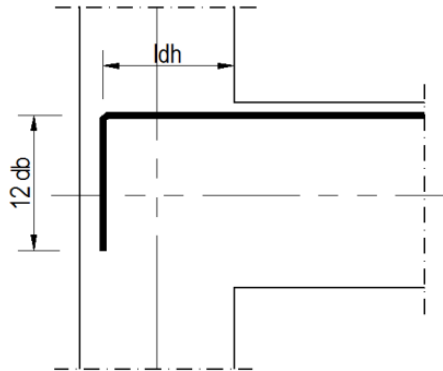
Panjang penyaluran yang dibutuhkan oleh kait diilustrasikan pada Gambar S12.12 SNI 2847:2013 dan dapat dihitung untuk kait 90° sebagai berikut:

$$l_{dh} = \left( \frac{0,24 \cdot \Psi_e \cdot f_y}{\lambda \sqrt{f_c'}} \right) \cdot db = \left( \frac{0,24 \times 1 \times 400}{1\sqrt{35}} \right) \times 22 = 356,99$$

dipakai  $l_{dh} = 375 \text{ mm}$

$12 \text{ db} = 12 \times 22 = 264 \text{ mm}$ , diambil 300 mm

Untuk lebih jelasnya pada panjang penyaluran yang dibutuhkan oleh kait dapat dilihat pada Gambar 7.6



Gambar 7. 6 Panjang Penyaluran Pada Kait

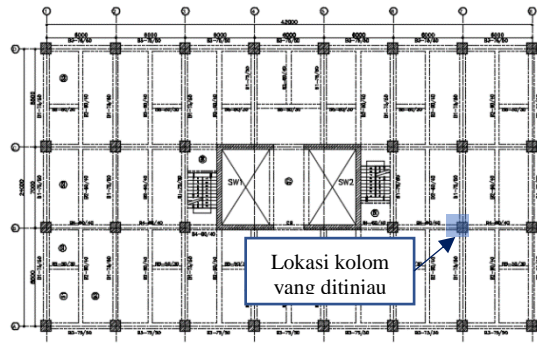
### 7.3 Desain Kolom

Desain ulang kolom dibedakan menjadi 3 tipe kolom dan 3 ketinggian berbeda dengan data dimensi sebagai berikut :

- Dimensi Kolom Lt. Basement-4 :  $100 \times 100 \text{ cm}$
- Dimensi Kolom Lt. 4 – 10 :  $90 \times 90 \text{ cm}$
- Dimensi Kolom Lt. 11 – 21 (atap) :  $80 \times 80 \text{ cm}$

Dalam desain kolom harus di rencanakan dengan prinsip *Beam Sway Mecanism* dimana kekuatan kolom harus lebih kuat dibanding dengan kuat balok (*Strong Column Weak Beam*). Sebagai contoh perhitungan, akan didesain kolom dengan gaya aksial terbesar yang terletak pada As 7-B sebagai berikut :

Mutu beton	= 45 MPa
Mutu tulangan	= 400 MPa
Diameter tul. longitudinal	= D22 mm
Diameter tul. transversal	= D16 mm
Selimut beton	= 40 mm



Gambar 7. 7 Kolom K1 yang Ditinjau

### 7.3.1 Tulangan Longitudinal Kolom

#### a. Output Gaya Dalam

Gaya dalam yang diambil untuk perhitungan terletak pada kolom K1 frame C10 pada lantai dasar yang nilai gayanya ultimit. Gaya dalam yang terjadi pada kolom K1 ditabelkan pada Tabel 7. 5

Tabel 7. 5 Gaya Dalam Kolom K1

Load Case	Ujung Bawah			Ujung Atas		
	P kN	Mx kNm	My kNm	P kN	M2 kNm	M3 kNm
Comb1	11194.72	-28.99	-0.57	10704.27	43.71	1.80
Comb2	13205.34	-36.76	-0.91	12589.97	54.01	2.67
Comb3	10762.77	24.65	268.77	10286.28	188.37	433.49
Comb4	11184.60	-76.83	267.28	10695.48	-95.93	433.07
Comb5	10262.52	19.68	-268.52	9788.99	181.21	-429.29
Comb6	10684.35	-81.80	-270.01	10198.19	-103.10	-429.70
Comb7	10095.55	141.31	82.46	9634.83	517.55	132.00
Comb8	9945.48	139.82	-78.73	9485.64	515.40	-126.83
Comb9	11501.65	-196.96	77.49	10998.83	-430.12	130.62
Comb10	11351.57	-198.45	-83.69	10849.64	-432.27	-128.22

Tabel 7. 5 Lanjutan ...

Load Case	Ujung Bawah			Ujung Atas		
	P kN	Mx kNm	My kNm	P kN	M2 kNm	M3 kNm
Comb11	7235.82	34.59	269.03	6925.36	173.84	432.75
Comb12	7657.65	-66.90	267.54	7334.56	-110.47	432.33
Comb13	6735.57	29.62	-268.27	6428.07	166.67	-430.02
Comb14	7157.40	-71.86	-269.76	6837.27	-117.63	-430.44
Comb15	6568.60	151.24	82.71	6273.91	503.01	131.26
Comb16	6418.52	149.75	-78.48	6124.72	500.86	-127.57
Comb17	7974.69	-187.03	77.75	7637.91	-444.66	129.88
Comb18	7824.62	-188.52	-83.44	7488.72	-446.81	-128.95

**b. Cek Syarat Kolom Sebagai Struktur Penahan Gempa**

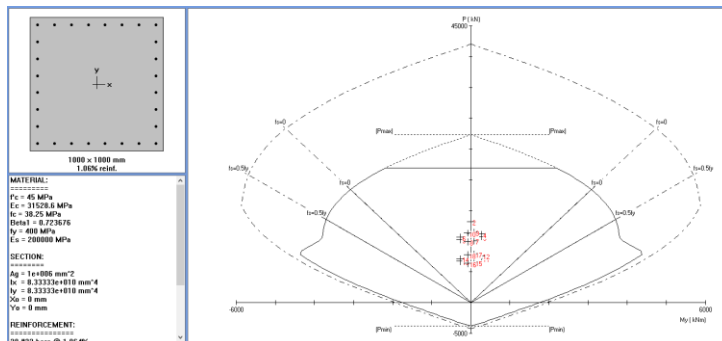
1. Nilai  $P_u$  harus lebih besar dari  $Ag \cdot f_c' / 10$  (SNI2847:2013 Pasal 21.6.1)  
 $Ag \cdot f_c' / 10 = (1000 \times 1000) \times 45 / 10 = 4500000 \text{ N}$   
 $P_u = 13205000 \text{ N}$   
 $P_u > Ag \cdot f_c' / 10$  (OK)
2. Dimensi penampang kolom terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm (SNI2847:2013 Pasal 21.6.1.1)  
 Dimensi kolom =  $1000 \times 1000 \text{ mm}^2$  (OK)
3. Rasio dimensi penampang terpendek terhadap penampang tegaklurusnya tidak boleh kurang dari 0.4 (SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1.2)  
 $b/h = 1000/1000 = 1 > 0.4$  (OK)

Tabel 7. 6 Rekapitulasi Kontrol Dimensi Kolom

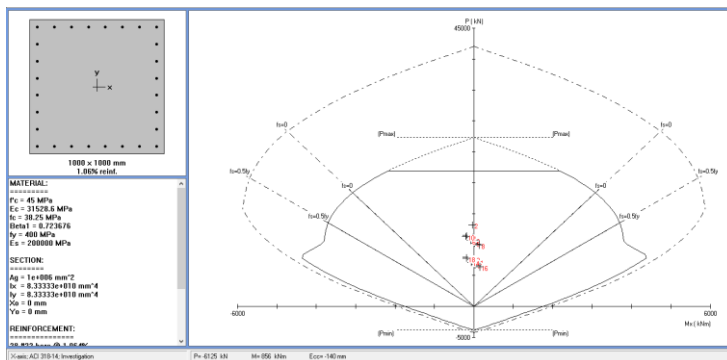
Kolom			Pu	(Ag.f'c)/10	bmin	b/h	Ket
Letak	Dimensi		kN		mm		
G - Lt.4	1000	1000	13205000	4500000	300	1	OK
Lt. 5 -11	900	900	10529000	3645000	300	1	OK
Lt. 11 -Atap	800	800	6644240	2880000	300	1	OK

### c. *Perhitungan Tulangan Longitudinal*

Perhitungan tulangan longitudinal kolom menggunakan program bantuan spColumn. Gaya-gaya yang bekerja pada kolom *diinput* masuk dalam program. Hasil dari perhitungan awal dengan program spColumn didapatkan rasio tulangan 1.06 % dengan diameter tulangan D-22. Diagram interaksi kolom K1 hasil perhitungan dengan program spColumn



Gambar 7. 8 Output Program Bantu SPColoumn arah y-y



Gambar 7. 9 Output Program Bantu SPColoumn arah x-x

Tabel 7. 7 Rekapitulasi Penulangan Lentur

Kolom		0.01 Ag	0.06 Ag	% Ag	Tulangan	As	Ket
Letak	Dimensi	(mm <sup>2</sup> )	(mm <sup>2</sup> )	Tul. Pakai	Pakai	Pakai	
G - Lt.4	1000 1000	10000	60000	1.06%	28 D22	13546.55	OK
Lt. 5 -10	900 900	8100	48600	1.13%	24 D22	9952.566	OK
Lt. 11 -Atap	800 800	6400	38400	1.19%	20 D22	6911.504	OK

**d. Kontrol Rasio Penulangan & Spasi Tulangan**

Menurut (SNI2847:2013 Pasal 21.6.3.1), rasio penulangan untuk daerah dengan wilayah gempa tinggi tidak boleh kurang dari 0.01 Ag atau lebih dari 0.06 Ag atau dengan kata lain rasio tulangan berkisar antara 1% - 6 %.

Rasio tulangan hasil = 1.06 % (OK)

Spasi Tulangan

Spasi bersih minimum antar batang tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar db tetapi tidak kurang dari 25 mm (SNI2847:2013 pasal 7.6.1)

$$S = \frac{bw-2deck-2\phi sengkang-n\phi tul \text{ utama}}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S_{x-x} = \frac{bw-2deck-2\phi sengkang-n\phi tul \text{ utama}}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S_{x-x} = \frac{1000-2 \times 40-2 \times 13-8 \times 22}{8-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S_{x-x} = 102,6 \text{ mm}$$

Tabel 7. 8 Rekapitulasi Perhitungan Spasi Tulangan Kolom

Kolom		n	S	Syarat	Ket
Letak	Dimensi	buah	(mm)	(mm)	
G - Lt.4	1000 1000	8	102.57	25	OK
Lt. 5 -11	900 900	7	106.67	25	OK
Lt. 11 -Atap	800 800	6	112	25	OK



**e. Cek Syarat Strong Column Weak Beam (SCWB)**

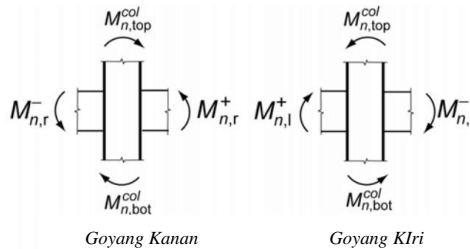
Menurut SNI 2847 2013 pasal 21.6.2.2 .Kekuatan kolom harus memenuhi persamaan 7.1 dibawah ini

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$

Dimana:

$\sum M_{nc}$  =Jumlah kekuatan lentur nominal kolom yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, konsisten dengan gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur kolom terendah.

$\sum M_{nb}$  =Jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint



Gambar 7. 10 Mekanisme SCWB kolom K1

Untuk mendapatkan momen nominal balok terbesar maka diambil letak HBK di joint interior pada kolom K1-C13 antara lantai 1 dan lantai 2 seperti pada Gambar 7. 7

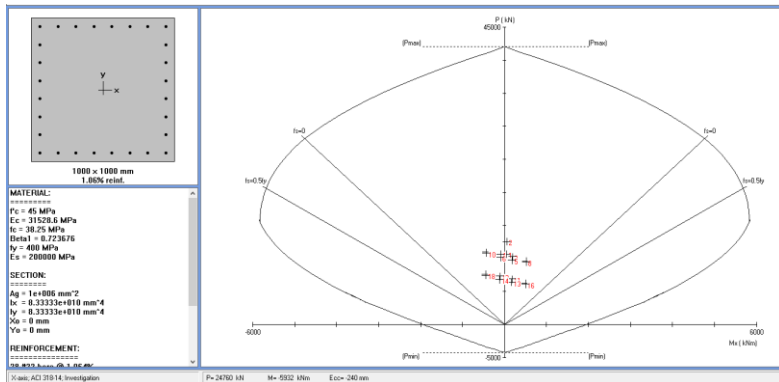
Tabel 7. 9 Gaya Dalam Kolom K1-C13 pada HBK Lantai 1

Load Case	Ujung Bawah			Ujung Atas		
	P kN	Mx kNm	My kNm	P kN	M2 kNm	M3 kNm
Comb1	11194.72	-28.9939	-0.5671	10704.27	43.7143	1.7964
Comb2	13205.34	-36.7628	-0.9109	12589.97	54.0135	2.6658
Comb3	10762.77	24.65	268.7737	10286.28	188.3741	433.4853
Comb4	11184.60	-76.8311	267.2849	10695.48	-95.9285	433.0707
Comb5	10262.52	19.683	-268.523	9788.99	181.2074	-429.287
Comb6	10684.35	-81.7982	-270.012	10198.19	-103.095	-429.702
Comb7	10095.55	141.3062	82.457	9634.83	517.5523	131.9985
Comb8	9945.48	139.8161	-78.732	9485.64	515.4023	-126.833
Comb9	11501.65	-196.964	77.4942	10998.83	-430.123	130.6166
Comb10	11351.57	-198.454	-83.6947	10849.64	-432.273	-128.215
Comb11	7235.82	34.5852	269.028	6925.36	173.8368	432.7485
Comb12	7657.65	-66.896	267.5392	7334.56	-110.466	432.3339
Comb13	6735.57	29.6181	-268.268	6428.07	166.6701	-430.024
Comb14	7157.40	-71.863	-269.757	6837.27	-117.633	-430.439
Comb15	6568.60	151.2414	82.7112	6273.91	503.0149	131.2617
Comb16	6418.52	149.7513	-78.4777	6124.72	500.8649	-127.57
Comb17	7974.69	-187.029	77.7485	7637.91	-444.661	129.8797
Comb18	7824.62	-188.519	-83.4404	7488.72	-446.811	-128.952

### Menentukan Nilai *Mnc*

Nilai *Mnc* diambil pada pangkal dan ujung kolom pada joint kolom K1-C13 untuk masing-masing arah. Nilai *Mnc* diperoleh dari diagram interaksi kolom (SPCcolumn), yaitu dengan mencari **momen terendah** yang dihasilkan dari kombinasi beban aksial terfaktor untuk masing masing arah. Beban aksial terfaktor untuk masing-masing arah

pada joint di kolom K1-C13 ditabelkan pada Tabel 7. 9. selanjutnya diambil contoh untuk menghitung nilai  $M_{nc}$  yaitu pada kolom K1-C13 biaxial sisi atas dapat dilihat pada Gambar 7. 11.



Gambar 7. 11 Diagram Interaksi kolom K1-C13 arah x-x Atas

No	Pu	Mux	$\phi M_{ux}$	$\phi M_u/M_u$	NA Depth	dt Depth	zt	$\phi$	
	kN	kNm	kNm		mm	mm			
1	10704.27	43.71	5343.41	119.947	409	937	0.00388	1.000	
2	12589.97	54.01	5532.75	102.433	467	937	0.00302	1.000	
3	10286.28	188.37	5163.57	27.411	395	937	0.00411	1.000	
4	10695.48	-95.93	-5241.76	54.642	408	937	0.00389	1.000	
5	9788.99	181.21	5064.75	27.950	380	937	0.00440	1.000	
6	10196.19	-103.10	-5146.36	49.919	393	937	0.00416	1.000	
7	9634.83	517.55	5033.31	9.725	375	937	0.00449	1.000	
8	9465.64	515.40	5002.52	9.706	371	937	0.00458	1.000	
9	10998.83	-430.12	-5294.36	12.309	418	937	0.00373	1.000	
10	10849.64	-432.27	-5269.97	12.191	413	937	0.00380	1.000	
11	6925.36	173.84	4391.32	25.261	292	937	0.00663	1.000	
12	7334.56	-110.47	-4499.71	40.734	305	937	0.00623	1.000	
13	6428.07	166.67	4256.20	25.537	277	937	0.00715	1.000	
14	6837.27	-117.63	-4367.65	37.130	289	937	0.00672	1.000	
15	6273.91	503.01	4213.61	8.377	272	937	0.00733	1.000	
16	6124.72	509.86	4172.10	8.330	268	937	0.00750	1.000	
17	7637.91	-444.66	-4578.34	10.296	314	937	0.00595	1.000	
18	7488.72	-446.81	-4539.86	10.161	309	937	0.00609	1.000	

Gambar 7. 12 Hasil Interaksi kolom K1-C13 arah x-x Atas

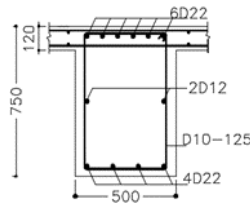
Dari Gambar 7. 11 didapat nilai  $M_{nc}$  pada kolom K1-C13 arah x-x atas adalah 4172.1 KNm= 4,172,100,000 Nmm, sehingga dengan cara yang sama nilai  $M_{nc}$  untuk masing masing arah dapat ditabelkan pada

Tabel 7. 10 Perhitungan  $M_{nc}$  pada Joint

Arah	$h_{kolom}$	$M_{nc}$ atas	$M_{nc}$ bawah	$\Sigma M_{nc}$
		(Nmm)	(Nmm)	(Nmm)
x-x	1000	4,172,100,000	4,253,580,000	8,425,680,000
y-y	1000	4,172,100,000	4,253,580,000	8,425,680,000

### Menentukan Nilai Mnb

Kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint dihitung berdasarkan nilai tegangan tarik baja sebesar  $1.25 f_y$  ( SNI2847:2013 Pasal 21.6.2.2). Momen ujung dihitung harus mempertimbangkan pelat lantai yang di cor secara monolit dengan balok, sehingga balok dan pelat lantai bekerja secara bersama. Lebar efektif pelat lantai yang ikut dihitung harus sesuai dengan (SNI 2847:2013 Pasal 13.2.4), penampang balok B1 pada muka joint dapat dilihat pada Gambar 7. 13



Gambar 7. 13 Penampang Balok-T B1 Tumpuan

Dimana :

$$B_w = 500 \text{ mm}$$

$$H = 750 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal plat } (H_f) = 120 \text{ mm}$$

$$H_b = 750 - 120 = 630 \text{ mm}$$

$$B_w + 2H_b = 500 + 2 \times 630 = 1760 \text{ mm}$$

$$B_w + 8H_f = 500 + 2 \times 120 = 1460 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan Lebar Efektif } (B_{eff}) = 1460 \text{ mm}$$

Jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke muka joint,  $\Sigma Mnb$  dihitung dari penjumlahan  $Mnb$  pada muka joint (kanan dan kiri) pada masing-masing arah. Untuk arah y-y maka :

Balok Tumpuan Kanan ( - )

Luas Tulangan Bagian Atas

As Balok	= 6 D22	= 2280,8 mm <sup>2</sup>
As Pelat	= D10-200	= 1256 mm <sup>2</sup>
As total	= 2280,8 + 1256	= 3536,8 mm <sup>2</sup>

$$y = \frac{(2280,8 \times (40 + 10 + 22/2)) + (1256 \times (120 - 20 - 10/2)) + (1256 \times (20 + 10/2))}{3536,8}$$

$$= 60,64$$

$$d = 750 - 60,64 = 689,36$$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{3536,8 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 95,11 \text{ mm}$$

$$Mnb = As \cdot f_y \cdot (d - 0,5a)$$

$$= 3536,8 \times 400 \times (689,36 - 0,5 \times 95,11)$$

$$= 907968545,07 \text{ Nmm}$$

Balok Tumpuan Kiri ( + )

Luas Tulangan Bagian Bawah

As Balok	= 4 D22	= 1520,53 mm <sup>2</sup>
d = 750 - 40 - 10 - 22/2 = 689		

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1520,53 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 40,88 \text{ mm}$$

$$Mnb = As \cdot f_y \cdot (d - 0,5a)$$

$$= 1520,53 \times 400 \times (689 - 0,5 \times 40,88)$$

$$= 406623939,43 \text{ Nmm}$$

Untuk arah x-x (B4 60/40) dihitung dengan cara yang sama, sehingga nilai  $M_{nb}$  pada muka Joint C ditabelkan pada Tabel 7. 11

Tabel 7. 11 Perhitungan  $M_{nb}$  pada Joint Kolom K1 HBK

Arah Balok		Mnb kiri (Nmm)	Mnb kanan (Nmm)	$1,2\sum Mnb$ (Nmm)	$\sum Mnc$ (Nmm)
y-y	75/50	406,623,939	907,968,545	1,577,510,981	8,425,680,000
x-x	60/40	237,126,927	547,296,410	941,308,004	8,425,680,000

### 7.3.2. Tulangan Trasversal Kolom

#### a. Tulangan Transversal Sebagai Confinement.

##### *Daerah sendi plastis kolom*

Daerah Pemasangan Tulangan

Daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (*hoop*).

Tulangan *hoop* diperlukan sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom dengan  $l_o$  merupakan nilai terbesar dari 1,2 atau 3 sebagai berikut: (SNI2847:2013 pasal 21.6.4.1)

- 1) Tinggi komponen struktur di joint,  $h = 1000$  mm
- 2)  $1/6$  bentang bersih komponen struktur =  $1/6 \times 4000 = 666,67$  mm
- 3) 450 mm

Maka jarak untuk  $l_o$  digunakan 1000 mm

##### Spasi maksimum *hoop*

Spasi maksimum *hoop*,  $s_{max}$ , pada daerah sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom. Nilai  $s_{max}$  tidak boleh melebihi dari nilai terkecil dari 1,2 dan 3 sebagai berikut: (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3):

- 1) Seperempat dimensi komponen struktur minimum =  $1/4 \times 1000 = 250$  mm

- 2) Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil =  $6db = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- 3)  $s_o$ , dengan  $s_o$  tidak melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm.

$$S_o = 100 + \frac{350 - 0,5hx}{3}$$

$$S_o = 100 + \frac{350 - 0,5 \times (500 - 2(40)) - (13/2)}{3} =$$

Maka digunakan spasi *hoop* ( $s$ ) = 100 mm sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom.

Tabel 7. 12 Rekapitulasi Spasi Maksimum Hoop sendi plastis

Kolom		b/4	6db	So	Spakai Ket	
Letak	Dimensi	(mm)	(mm)	(mm)		
G - Lt.4	1000 1000	250	132	$100 < S_o < 150$	100	OK
Lt. 5 -11	900 900	225	132	$100 < S_o < 150$	100	OK
Lt. 11 -Atap	800 800	200	132	$100 < S_o < 150$	100	OK

#### Luas tulangan *confinement*

Untuk daerah sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom total luas penampang *hoop* tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara a dan b. (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4) :

$$A_{sh1} = 0,3 \left( \frac{s \times b_c \times f_c}{f_{yt}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh2} = 0,09 \left( \frac{s \times b_c \times f_c}{f_{yt}} \right)$$

Dimana:

$b_c$  = lebar penampang inti beton (mm)

$$= b - 2(\text{selimut} + 1/2db)$$

$$b_{c(x-x)} = 1000 - 2(40 + 1/2(16))$$

$$= 904 \text{ mm}$$

$$bc_{(y-y)} = 1000 - 2 (40 + \frac{1}{2} (16)) \\ = 904 \text{ mm}$$

$A_{ch}$  = luas penampang yang diukur sampai tepi luar tulangan trasversal,  $\text{mm}^2$

$$A_{ch} = (b - 2tselimut) \times (h - 2tselimut) \\ = (1000 - 2(40)) \times (1000 - 2(40)) \\ = 846400 \text{ mm}^2$$

Arah (x-x), lebar :1000 mm

$$A_{sh1} = 0,3 \left( \frac{s \times b_c \times f_c}{f_{yt}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh1} = 0,3 \left( \frac{100 \times 904 \times 45}{400} \right) \left( \frac{1000 \times 1000}{846400} - 1 \right) = 553,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = 0,09 \left( \frac{s \times b_c \times f_c}{f_{yt}} \right) = 0,09 \left( \frac{100 \times 904 \times 45}{400} \right)$$

$$A_{sh2} = 915,3 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang (hoop) 5 kaki D16-100

$$A_{spasang} = 5 \text{ tul} \times 0,25 \times \pi \times (16)^2 \\ = 1005,31 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 915,3 \text{ mm}^2$$

Untuk arah y-y digunakan *confinement* yang sama dengan arah x-x karena bentuk dimesi kolom merupakan kolom persegi.

Tabel 7. 13 Rekapitulasi Spasi Tulangan Confinement

Kolom		bc	Ach	Ash1	Ash2	Tulangan
Letak	Dimensi	(mm)	$\text{mm}^2$	(mm)	(mm)	Pasang
G - Lt.4	1000 1000	904	846400	553.68	915.3	5 D16 100
Lt. 5 -11	900 900	804	672400	555.29	814.1	5 D16 100
Lt. 11 -Atap	800 800	704	518400	557.33	712.8	4 D16 100



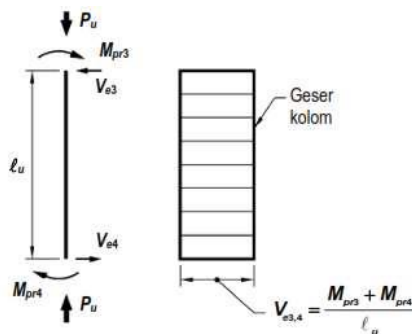
**Daerah luar sendi plastis kolom**

Untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi  $l_o$  di masing-masing ujung kolom) diberi *hoops* dengan spasi minimum yang terkecil antara 1 dan 2 sebagai berikut: (SNI2847:2013 pasal 21.6.4 5) :

- 1) Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil =  $6db = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
  - 2) 150 mm
- Digunakan Sengkang (hoop) 5D16 – 130

**b. Tulangan Transversal Sebagai Penahan Gaya Geser**  
**Daerah sendi plastis kolom**

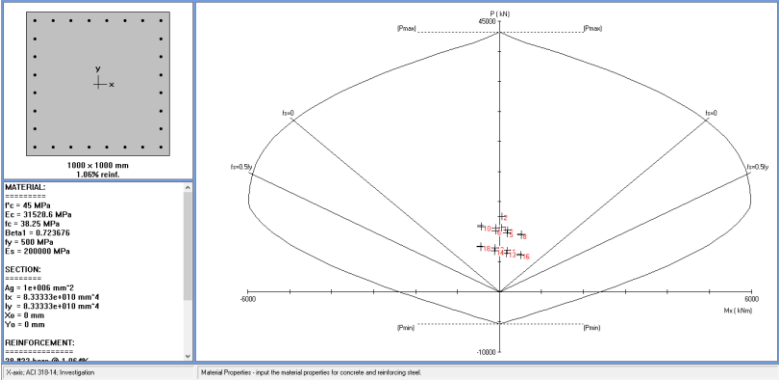
Tulangan transversal sebagai penahan gaya geser harus di desain dengan gaya geser desain  $V_e$  yang diatur dalam Pasal 21.6.5.1 SNI 2847 2013, dimana nilai  $V_e$  tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor dari analisis struktur. Perhitungan  $V_e$  dihitung dengan ketentuan Pasal 21.6.2.2 seperti Gambar 7. 14



Gambar 7. 14 Gaya Geser Desain untuk Kolom

Nilai  $M_{pr}$  didapat dari diagram interaksi kolom yang menghasilkan **nilai momen terfaktor terbesar** akibat beban  $P_u$  terfaktor yang bekerja dengan menggunakan  **$f_s = 1.25 f_y$  dan  $\phi = 1$**  dan dengan  $l_n = 3,25 \text{ m}$  (lantai dasar). perhitungan  $M_{pr}$  dengan beban aksial terfaktor di-input

dari Tabel 7.8 menggunakan SPColumn, hasil dapat dilihat pada Gambar 7. 15



Gambar 7. 15 Nilai Mpr Kolom Ujung Bawah arah x-x

Dari Gambar 7.22 didapat nilai *Mpr* yaitu pada kolom K1 arah x-x ujung atas adalah 1286.6 kNm dan arah y-y adalah 1840.94 kNm, sehingga dengan cara yang sama nilai *Mpr* untuk masing-masing arah dapat ditabelkan pada Tabel 7. 14

Tabel 7. 14 Perhitungan Mpr pada Kolom K1

Arah	h <sub>kolom</sub>	Mpr Atas	Mpr Bawah	ΣMpr
x-x	1000	4,526,260,000	4,608,420,000	9134680000
y-y	1000	4,526,260,000	4,608,420,000	9134680000

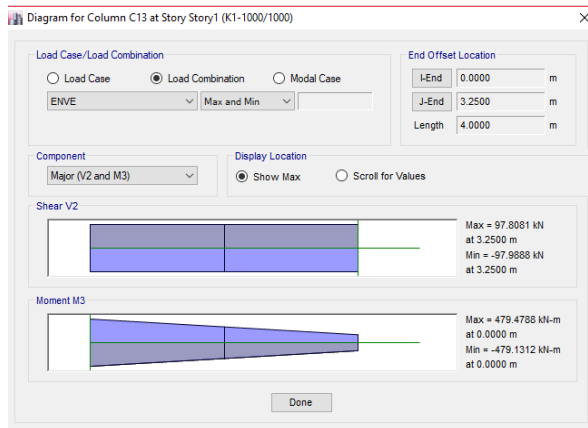
Maka *Ve* dapat dihitung :

$$V_e = \frac{(M_{pr.bawah} + M_{pr.atas})}{l_n}$$
$$V_e \text{ x-x} = \frac{9134680000}{3250} = 2810670.8 \text{ N}$$
$$V_e \text{ y-y} = \frac{9134680000}{3250} = 2810670.8 \text{ N}$$

### Menghitung Kebutuhan Tulangan Geser

Nilai  $V_c=0$  untuk daerah sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom bila mana syarat keduanya (a) dan (b) terpenuhi (SNI 2847:2013 pasal 21.6. 5.2) :

- 1) Gaya geser yang ditimbulkan gempa, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam  $l_o$ .  
 $50\% \times V_e > V_u$   
 $50\% \times 2810670.8 \text{ N} > 197.68 \text{ kN}$   
 $1405335,3 \text{ N} > 97888 \text{ N (OK)}$



Gambar 7. 16 Kekuatan Geser Perlu Maksimum ETABS

- 2) Gaya tekan Aksial terfaktor termasuk gaya aksial gempa tidak melampaui  $Agf'c/10$ . (nilai  $P_u$  diambil nilai dari gaya terfaktor terkecil)

$$Agf'c/10 = 1000 \times 1000 \times 45 / (10 \times 1000) = 4500 \text{ kN}$$

$$P_u = 6418.52 \text{ kN}$$

$$4500 \text{ kN} < 6418,52 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

Maka diambil nilai  $V_c=0$ ,

Besarnya nilai  $V_s$  dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang dari hasil perhitungan *confinement*.

Arah (x-x), lebar : 1000 mm ( 5 kaki D16-100)

$$A_{sh} = 5 \text{ tul} \times 0,25 \times \pi \times (16)^2 = 1005,31 \text{ mm}^2$$

$$d = 1000 - 40 - 16 - 22/2 = 933 \text{ mm, sehingga;}$$

$$V_{\text{spasang}} = \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{1005,31 \times 400 \times 933}{100}$$

$$= 3751815.6 \text{ N}$$

Maka

$$\begin{aligned} \phi \cdot (V_c + V_s) &= 0,75 \times (0 \text{ kN} + 3751815.6 \text{ N}) \\ &= 2813861.708 > 2810670.8 \text{ N (OK)} \end{aligned}$$

Arah (y-y), lebar : 1000 mm ( 5 kaki D16-100)

$$A_{sh} = 5 \text{ tul} \times 0,25 \times \pi \times (16)^2 = 1005,31 \text{ mm}^2$$

$$d = 1000 - 40 - 16 - 22/2 = 933 \text{ mm, sehingga;}$$

$$V_{\text{spasang}} = \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{1005,31 \times 400 \times 933}{100}$$

$$= 3751815.6 \text{ N}$$

Maka

$$\begin{aligned} \phi \cdot (V_c + V_s) &= 0,75 \times (0 \text{ kN} + 3751815.6 \text{ N}) \\ &= 2813861.708 > 2810670.8 \text{ N (OK)} \end{aligned}$$

Maka, tulangan transversal penahan geser hasil perhitungan tulangan transversal sebagai *confinement* aman digunakan untuk menahan geser.

Tabel 7. 15 Rekapitulasi Tulangan Transversal

Kolom		Tulangan			Tulangan		
Letak	Dimensi	Sendi Plastis			Luar Sendi Plastis		
G - Lt.4	1000 1000	5 Kaki	D16	100	5 Kaki	D16	130
Lt. 5 -11	900 900	5 Kaki	D16	100	5 Kaki	D16	130
Lt. 11 -Atap	800 800	4 Kaki	D16	100	4 Kaki	D16	130

***Daerah luar sendi plastis kolom***

Untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi  $l_o$  di masing-masing ujung kolom) diberi *hoops* dengan spasi minimum (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4 5) :

- 1) Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil =  $6db = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
  - 2) 150 mm
- Digunakan Sengkang (hoop) 5D16 – 130

**7.3.3 Sambungan Lewatan Kolom**

Sesuai Pasal 21.6.3.3 SNI 2847 2013 sambungan lewatan harus diletakkan ditengah panjang kolom dan dihitung sebagai sambungan tarik, karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B. Untuk sambungan kelas B panjang minimum

$$db = 22 \text{ mm}$$

$$\Psi_t = 1,0 \quad (\text{SNI:2847-2013 pasal 12.2.4(a)})$$

$$\Psi_e = 1,0 \quad (\text{SNI:2847-2013 pasal 12.2.4(b)})$$

$$\Psi_s = 1,0 \quad (\text{SNI:2847-2013 pasal 12.2.4(c)})$$

$$\lambda = 1,0 \quad (\text{SNI:2847-2013 pasal 12.2.4(d)})$$

$$cb = \text{Decking} + D_{\text{tul geser}} + 0,5D_{\text{tul lentur}} \\ = 67 \text{ mm}$$

$$K_{tr} = 0 \quad (\text{SNI:2847-2013 pasal 12.2.3})$$

Panjang penyaluran tulangan tarik dihitung sesuai dengan rumus (12-1) Pasal. 12.2.3 SNI 2847 2013

$$(cb+K_{tr})/db = (67 + 0)/22 = 3,05 > 2,5 ; \text{ maka diambil } 2,5$$

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f_c'}} \times \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s}{\left( \frac{Cb+K_{tr}}{db} \right)} \right) \cdot db$$

$$l_d = \left( \frac{400}{1.1\sqrt{45}} \times \frac{1 \times 1 \times 1}{2,5} \right) \cdot 22 = 477,03 \text{ mm}$$

$$l_d \text{ min} = 300 \text{ mm} \quad (\text{SNI:2847-2013 pasal 12.2.1})$$

$$1,3 l_d = 1,3 \times 477,03 = 620,14 \text{ mm, dipakai } l_d = 630 \text{ mm}$$

Tabel 7. 16 Rekapitulasi Panjang Lewatan

Kolom			C1	C2	Cb	ld	1.3ld	ld pakai
Letak	Dimensi		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
G - Lt.4	1000	1000	67	101.71	67	477.03	620.14	630.00
Lt. 5 -11	900	900	67	105.67	67	477.03	620.14	630.00
Lt. 11 -Atap	800	800	67	111.20	67	477.03	620.14	630.00

## 7.4 Hubungan Balok Kolom

### a. Cek Syarat Panjang Joint

Dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok (SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3).

$$b = 1000 \text{ mm} > 20d_b = 20 (22) = 440 \text{ mm} \quad (\text{OK!})$$

$$h = 1000 \text{ mm} > 20d_b = 20 (22) = 440 \text{ mm} \quad (\text{OK!})$$

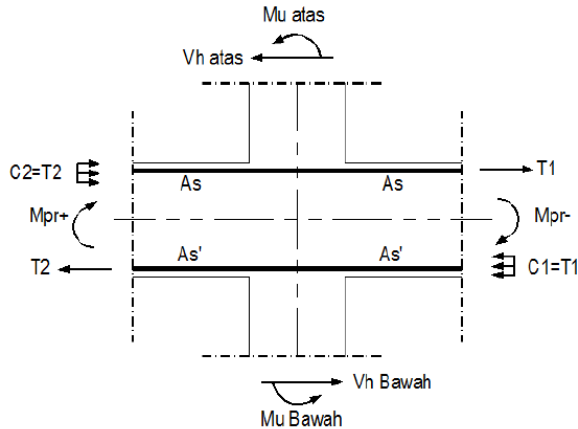
### b. Kebutuhan Tulangan Transversal Untuk Confinement Pada Joint

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan *confinement* yang dibutuhkan di ujung-ujung kolom. Spasi vertikal tulangan *confinement* ini diizinkan untuk diperbesar hingga 150 mm (SNI:2847-2013 pasal 21.7.3.2). dicoba menggunakan s

min = 150 mm, maka digunakan sengkang (hoops) sebagai berikut:

- arah x-x : 5D16-150
- arah y-y : 5D16-150

**c. Hitung Gaya Geser Pada Joint**



Gambar 7. 17 Skema Geser Yang Terjadi Di Joint

Arah Sumbu X-X (B4)

$$\text{As Balok} = 4 \text{ D22} = 1520,53 \text{ mm}^2$$

$$\text{As Pelat} = \text{D10-200} = 1256 \text{ mm}^2$$

$$\text{As total} = 1520,53 + 1256 = 2672,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{As}' = 3 \text{ D22} = 1140,4 \text{ mm}^2$$

$$y = 60,55 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 60,5 = 539,5 \text{ mm}$$

$$d' = 600 - 61 = 539 \text{ mm}$$

$$T1 = \text{As} \cdot 1,25 \cdot f_y = 1388265,4 \text{ N}$$

$$T2 = \text{As}' \cdot 1,25 \cdot f_y = 570199,1 \text{ N}$$

Atas ( $M_{pr-}$ )

$$a_{pr} = \frac{T1}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{\text{As} \cdot 1,25 \cdot f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{2672,9 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400}$$

$$\begin{aligned}
 &= 116,66 \text{ mm} \\
 M_{pr}^{-} &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot (d - 0,5a) \\
 &= 2672,9 \times 1,25 \times 400 \times (539,5 - (0,5 \times 116,66)) \\
 &= 667924874.2 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{Bawah } (M_{pr+}) \\
 a_{pr} &= \frac{T1}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{A_s \cdot 1,25 \cdot f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1140,4 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} \\
 &= 47,92 \text{ mm} \\
 M_{pr}^{+} &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot (d - 0,5a) \\
 &= 1140,4 \times 1,25 \times 400 \times (539 - (0,5 \times 47,92)) \\
 &= 293934436.6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu atas} &= \text{Mu Bawah} = (M_{pr}^{-} + M_{pr}^{+})/2 \\
 &= (667924874.2 + 293934436.6)/2 \\
 &= 480929655.4 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= V_{h_{\text{bawah}}} + V_{h_{\text{bawah}}} = \frac{M_{u_{\text{bawah}}}}{h_n/2} + \frac{M_{u_{\text{atas}}}}{h_n/2} \\
 &= \frac{480929655.4}{3250/2} + \frac{480929655.4}{3250/2} \\
 &= 591913.4 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka dari skema gaya-gaya yang bekerja pada joint seperti pada Gambar 7. 17 didapat gaya geser Arah x-x sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_{u \times -x} &= T1 + T2 - V_u \\
 &= 1388265.4 + 570199.1 - 591913.4 \\
 &= 1366551.1 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama maka untuk Arah y-y didapatkan

$$V_{u y-y} = 1532601.1 \text{ N}$$



### ***Cek Kuat Geser Joint***

Kuat geser joint yang terkekang oleh balok pada empat muka atau sesuai (SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1) adalah

$$V_n = 1,7\sqrt{f'c'}A_j$$

#### **Lebar Efektif Pada HBK**

$$b_{\text{eff}} = b + h < b + 2x$$

$$x-x = 750 + 1000 < 750 + (2 \times 250),$$

dipakai  $b_{\text{eff}} = 1250 \text{ mm}$

$$y-y = 700 + 1000 < 700 + (2 \times 300),$$

dipakai  $b_{\text{eff}} = 1300 \text{ mm}$

#### **Luas Efektif Pada HBK**

$$A_j \text{ x-x} = b_{\text{eff}} \times h = 1250 \times 1000 = 1250000 \text{ mm}^2$$

$$A_j \text{ y-y} = b_{\text{eff}} \times h = 1300 \times 1000 = 1300000 \text{ mm}^2$$

Kuat Geser Nominal Pada HBK

$$\phi V_n = 0.75 \times 1.7 \sqrt{f'c'} A_j$$

$$\phi V_n \text{ x-x} = 0.75 \times 1.7 \sqrt{45} \cdot 1250000 = 10691200.02 \text{ N}$$

$$\phi V_n \text{ y-y} = 0.75 \times 1.7 \sqrt{45} \cdot 1300000 = 11118848.02 \text{ N}$$

#### **Cek Kuat Geser Pada HBK**

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\text{Arah x-x: } 10691200.02 > 1366551.1 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

$$\text{Arah y-y: } 11118848.02 \text{ N} > 1532601.1 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

## **7.5 Desain Dinding Geser**

### **7.5.1 Data Desain**

$$\text{Tinggi Dinding total, } (h_w) = 75000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Dinding, } (h) = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang Dinding arah x, } (l_w) = 4500 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang Dinding arah y, } (l_w) = 7000 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu Beton, } (f'c) = 45 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu Baja, } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

Gaya dalam yang bekerja pada dinding diperoleh dari kombinasi envelope hasil analisa struktur dengan ETABS v2016 dengan nilai maksimum terdapat pada dinding geser label pier 2 lantai 1 (arah y-y) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P_u &: 18,738,466.00 \text{ N} \\ V_{ux} &: 3,949,810.00 \text{ N} \\ M_{uy} &: 21,061,098,700.00 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

### 7.5.2 Tulangan Transversal Untuk Menahan Geser

#### a. *Cek Jumlah Lapis Tulangan Yang Dibutuhkan*

Berdasarkan SNI-2847:2013 Pasal 21.9.2.2, bila  $V_u$  melebihi  $0,17 \cdot \lambda \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'}$  harus digunakan dua tirai tulangan.

$$A_{cv} = l_w \times h = 7000 \times 400 = 2,8 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$0,17 \cdot \lambda \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'} = 0,17 \times 2800000 \times \sqrt{45} = 3,193,105.07 \text{ N}$$

$$V_{ux} \geq 0,17 \cdot \lambda \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'}$$

$3,949,810.00 \text{ N} \geq 3,193,105.07 \text{ N} \rightarrow$  maka *shearwall* digunakan 2 tirai tulangan

#### b. *Perhitungan Kuat Geser Oleh Beton*

Menentukan kuat geser beton ( $V_c$ ) sesuai SNI 2847-2013 Pasal 11.9.6, dimana  $V_c$  diambil yang lebih kecil diantara (a) dan (b) sebagai berikut :

$$d = 0,8 \times l_w = 0,8 \times 7000$$

$$d = 5600 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \times h \times d + \frac{P_u \times d}{4 \times l_w}$$

$$= 0,27 \cdot 1 \cdot \sqrt{45} \times 400 \times 5600 + \frac{18738466 \times 5600}{4 \times 7000}$$

$$= 7,804,814.94 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c2} &= \left( 0,05\lambda\sqrt{f'c'} + \frac{l_w \left( 0,1\lambda\sqrt{f'c'} + 0,2 \frac{P_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_{ux}}{V_{ux}} - \frac{l_w}{2}} \right) \\
 &= \left( 0,05\sqrt{45} + \frac{7000 \left( 0,1\sqrt{45} + 0,2 \frac{18,738,466}{7000 \times 400} \right)}{\frac{21,061,098,700}{3,949,810} - \frac{7000}{2}} \right) \\
 &= 17,946,977.64 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan  $V_c = 7,804,814.94 \text{ N}$

**c. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Trasversal**

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{3,949,810}{0.75} - 7,804,814.94 \\
 V_s &= -2,538,401.61 \text{ N} \quad (\text{NOT OK})
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

$$V_u = 3,949,810.00 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 7,804,814.94 = 5,853,611.20$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c < V_u < \phi V_c$$

$$2,926,805.60 < 3,949,810.00 < 5,853,611.20$$

Maka hanya dibutuhkan tulangan geser minimum untuk *shearwall*

Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.9.2.1 Rasio tulangan transversal dan longitudinal ( $\rho_t$  dan  $\rho_l$ ) minimal sebesar 0,0025 dan spasi antar tulangan, baik longitudinal maupun transversal tidak melebihi 450 mm, maka:

$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{t \times s}$$

$$S = 250 \text{ mm} < 450 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan transversal 2D13 ( $A_{vt} = 265,46 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned}\text{Spacing (s)} &= \frac{A_{vt}}{t \times \rho_t} = \frac{265,46}{400 \times 0,0025} \\ &= 265,5 \text{ mm} \quad (\text{dipakai } s = 250 \text{ mm}) \\ \rho_t &= \frac{A_{vt}}{t \times s} = \frac{265,46}{400 \times 250} = 0,00265 \\ V_s &= \frac{A_{vt} f_y d}{s} = \frac{265,46 \times 400 \times 5600}{250} \\ V_s &= 2378562,63 \text{ N}\end{aligned}$$

Sehingga kuat geser penampang nominal total sebagai berikut:

$$\begin{aligned}V_n &= V_c + V_s = 7,804,814.94 + 2378562.63 \\ &= 10,183,377.57 \text{ N}\end{aligned}$$

**d. *Chek Syarat Kuat Geser Nominal Penampang***

Nilai  $V_n$  yang digunakan tidak boleh melebihi (SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.1)

$$\frac{h_w}{L_w} = 0,07 < 1,5 \quad \text{Sehingga, } \alpha_c = 0,17$$

$$\begin{aligned}V_n &= A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_y) \\ &= 2800000 (0,17 \times \sqrt{45} + 0,00265) \\ &= 6166308,35 \text{ N}\end{aligned}$$

$$10,183,377.57 \text{ N} > 6166308,35 \text{ N (NOT OK)}$$

Maka digunakan  $V_n = 6166308,35 \text{ N}$

**e. *Chek Syarat Kuat Geser Nominal Maksimum***

Untuk semua segmen *shearwall* nilai  $V_n$  tidak boleh lebih besar dari  $0,66 A_{cv} f'c$  (SNI 2847-2013 pasal 21.9.4.4).

$$A_{cv} = l_w \times h = 7000 \times 400 = 2800000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}V_n &< 0,66 A_{cv} \sqrt{f'c} \\ 6166308,35 &< 0,66 \times 2800000 \sqrt{45} \\ 6166308,35 \text{ N} &< 12396760,87 \text{ N}\end{aligned}$$

**f. Cek Syarat Kuat Geser Penampang**

$$\phi V_n > V_u$$

$$0.75 \times 6166308.35 > 3,949,810.00$$

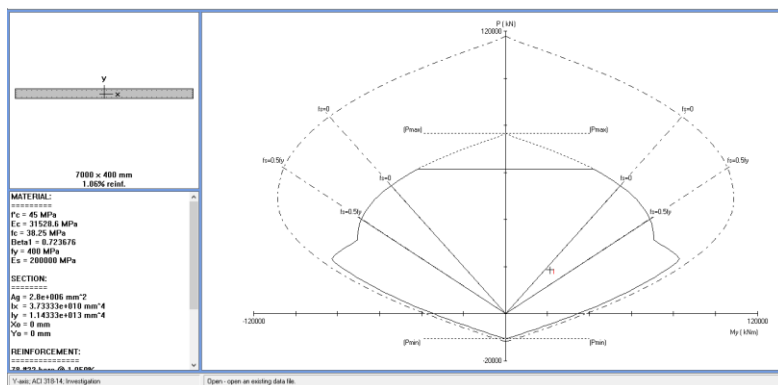
$$4,624,731.27 > 3,949,810.00 \quad (\text{OK})$$

### 7.5.3 Tulangan Longitudinal Penahan Kombinasi Beban Aksial Dan Lentur

Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.9.2.1 Rasio tulangan transversal dan longitudinal ( $\rho_t$  dan  $\rho_l$ ) minimal sebesar 0,0025 dan spasi antar tulangan, baik longitudinal maupun transversal tidak melebihi 450 mm, maka Tulangan longitudinal didesain menggunakan D22- 200.

Dengan hanya mengandalkan tulangan vertikal terpasang pada badan penampang untuk memikul gaya kombinasi yang dihasilkan dalam analisis struktur dengan Etabs, maka selanjutnya dilakukan proses *trial error* dengan analisis diagram interaksi menggunakan program bantu spColumn.

Dari hasil *trial error* ditunjukkan dalam diagram interaksi P-M. Diketahui bahwa persyaratan tulangan shearwall yang didesain masih memenuhi persyaratan dan rasio tulangan 1,06%.



Gambar 7. 18 Diagram Interaksi P-M *Shearwall*

Sehingga tulangan yang digunakan untuk tulangan *longitudinal* baru yang mampu menahan gaya aksial dan lentur adalah:

Diameter = 22mm

Spasi (s) = 200mm > 450mm, ...OK.

Jumlah lapis = 2 lapis

#### 7.5.4 Kebutuhan Elemen Pembatas Khusus

Penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan *displacement*. Menurut SNI-2847:2013 Ps. 21.9.6.2 daerah tekan harus diberi komponen batas apabila persamaan 7.2 terpenuhi.

$$c > \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$$

Dimana :

c : sumbu netral terbesar akibat aksial terfaktor dan kekuatan momen nominal yang konsisten dengan perpindahan desain.

$\delta_u$  : nilai simpangan/ perpindahan maksimum dinding geser di puncak gedung ( $\Delta$ )

$\delta_u/h_w$  tidak boleh diambil < 0,007

Nilai Syarat Komponen Batas

Dari pemodelan ETABS didapat nilai  $\Delta = 187,7$  mm.

Arah x :  $\delta_u/h_w = 187,7 / 75000 = 0.0025 < 0.007$

Maka pakai  $\delta_u/h_w = 0,007$

Nilai c didapatkan dengan program bantu sp-Column seperti pada Gambar 7. 19, dengan Pu dan Mu diambil terbesar dari output hasil analisa ETABS.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities								
No	Pu	Muy	$\phi M_{ny}$	$\phi M_u/M_u$	NA Depth	dt Depth	zt	$\phi$
	kn	knm	knm		mm	mm		
1	18738.47	21061.09	76612.23	3.638	2254	6939	0.00624	0.900

Gambar 7. 19 Result Shearwall dengan SpColumn

Dari Gambar 7. 19 didapatkan nilai  $c = 2254$  mm.

$$\frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} = \frac{7000}{600(0,007)} = 1666,67 \text{ mm}$$

$2254 > 1666,67$ ; maka digunakan boundary element

Maka digunakan *boundary element* maka dinding struktur yang akan didesain. Menurut SNI 2847:2013 ps 21.9.6.4, *boundary element* harus dipasang secara horisontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang daripada  $(c - 0,1l_w)$  dan  $c/2$ .

$$\begin{aligned}(c - 0,1l_w) &= 2254 - 0,1 \times 7000 \\ &= 1554 \text{ mm} \\ c/2 &= 2254/2 = 1127 \text{ mm}\end{aligned}$$

Jadi *boundary element* harus dipasang sejauh 1600 mm dari serat tekan terluar (sesuai dengan rencana awal). Tulangan Transversal pada elemen pembatas khusus harus memenuhi SNI-2847:2013 ps. 21.6.4.2 sampai 21.6.4.4 dimana luas tulangan sengkang tidak boleh kurang dari persamaan berikut :

$$A_{sh} = 0,09 \times \left( \frac{s \times b_c \times f_c}{f_{yt}} \right)$$

Dimana :

- $A_{sh}$  : Luas penampang total tulangan transversal ( $\text{mm}^2$ )
- $s$  : Spasi tulangan transversal pada arah longitudinal (mm)
- $b_c$  : Dimensi penampang inti kolom dihitung dari sumbu – sumbu tulangan pengekang (mm)
- $A_{ch}$  : Luas penampang komponen struktur dari sisi luar ke sisi luar tulangan transversal ( $\text{mm}^2$ )

Jarak tulangan transversal diambil terkecil antara  $1/3$  dimensi terkecil penampang, 6db atau  $S_o$ . Digunakan sengkang tertutup D-13 dengan jarak  $s$  :

- $1/3 \times 500 = 166,6 \text{ mm}$
- $6db = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$

$$\bullet \quad S_o = 100 + \frac{350 - 0,5hx}{3}$$

diambil  $s = 100 \text{ mm}$

maka nilai  $A_{sh}$ , untuk masing-masing sisi sebagai berikut :

Arah (y-y), lebar : 1600 mm

$$A_{sh} = 0,09 \left( \frac{s \times b_c \times f'_c}{f_{yt}} \right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \left( \frac{100 \times 1507 \times 45}{400} \right) = 1525,83 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang (hoop) 12 kaki D13-100

$$\begin{aligned} A_{\text{spasang}} &= 12 \text{ tul} \times 0,25 \times \pi \times (12)^2 \\ &= 1592,79 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 1525,83 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama maka untuk shearwall Arah x didapatkan rekapitulasi sebagaimana pada Tabel 7. 18.

### 7.5.5 Rekapitulasi Perhitungan Dinding Geser

Rekapitulasi kebutuhan tulangan dinding geser ditabelkan pada Tabel 7. 17 dan Tabel 7. 18.

Tabel 7. 17 Tulangan Dinding Geser Pier 2,5 (7 meter)

<b>Tulangan</b>	<b>Tumpuan Atas</b>	<b>Lapangan</b>	<b>Tumpuan Bawah</b>
<b>Badan :</b>			
Longitudinal	D22 - 200	D22 - 200	D22 - 200
Transversal	2 D13 - 250	2 D13 - 250	2 D13 - 250
<b>Boundary Element (1,6 m) :</b>			
Sengkang	12 D13-100		12 D13-100



Tabel 7. 18 Tulangan Dinding Geser Pier 1,3,4,6 (4,5 meter)

<b>Tulangan</b>	<b>Tumpuan Atas</b>	<b>Lapangan</b>	<b>Tumpuan Bawah</b>
<b>Badan :</b>			
Longitudinal	D22 - 200	D22 - 200	D22 - 200
Transversal	2 D13 - 250	2 D13 - 250	2 D13 - 250
<b>Boundary Element (1,3 m)</b>			
Senggang	10 D13		10 D13

### 7.5.6 Desain Balok Kopel (*Couple Beam*)

*Couple beam* mempunyai peran penting dalam mendistribusikan geser dari satu dinding yang terhubung, dan memungkinkan terjadinya deformasi yang cukup besar akibat geser yang bekerja pada sistem dinding. Adapun perhitungan *couple beam* harus memenuhi kriteria sebagai berikut:

#### a. Persyaratan Geometris

SNI 2847:2013 pasal 21.9.7.1 dan pasal 21.9.7.2 memberikan beberapa ketentuan terkait dimensi dan gaya dalam yang bekerja, yaitu:

*Couple beam* ini termasuk kategori  $l_n/h < 2$ , dimana:

$l_n$  = 2700mm (lebar bukaan)

$h$  = 3400mm - tinggi bukaan

= 3700mm - 2700mm

= 700mm

$l_n/h$  =  $2800/700 = 3.85 > 2$  (NOT OK)

$V_u$  melebihi  $0,33 \lambda A_{cv} \sqrt{f'_c}$ , dimana:

$\lambda$  = 1

$A_{cv}$  =  $h \times$  tebal badan

= 700 mm  $\times$  400mm = 280000 mm<sup>2</sup>

$f'_c$  = 45 Mpa

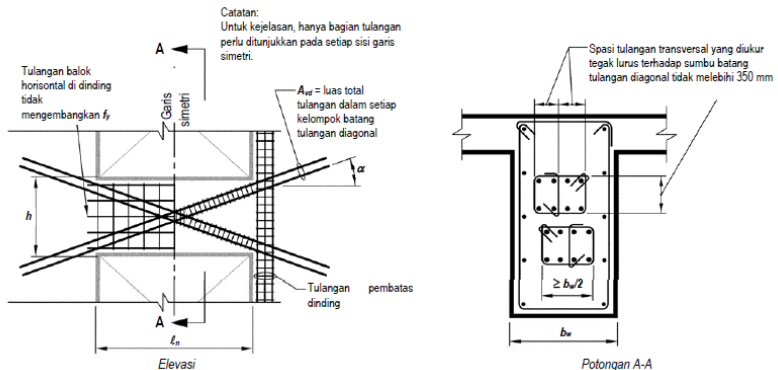
$V_u$  = 500.6432 kN

$$0,33 \lambda A_{cv} \sqrt{f_c} = 619.84 \text{ kN} \quad (\text{NOT OK})$$

Maka desain *couple beam* untuk detail penulangan menggunakan balok konvensional.

Jika kedua poin diatas terjadi, maka:

- couple beam harus ditulangi dengan sekelompok tulangan yang disusun secara diagonal dalam dua arah yang berlawanan secara simetris.
- Setiap kelompok tulangan diagonal harus memiliki sekurang-kurangnya empat tulangan yang disusun dalam suatu inti. Dimana sisi inti tersebut berukuran minimal ( $b_w/2$ ) dalam arah tegak lurus bidang balok, kemudian
- Sisi tersebut diukur dari tepi-tepi terluar tulangan transversal kelompok tulangan diagonal sebagaimana dalam gambar SNI 2847:2013, yang ditunjukkan pada Gambar 7. 20



Gambar 7. 20 Balok kopel dengan tulangan yang diorientasikan secara diagonal

#### 7.5.6.1 Penulangan Lentur Balok Kopel (*Couple Beam*)

*Couple Beam* pada pemodelan ETABS di modelkan sebagai satu kesatuan dengan *wall* / dinding dengan label

**Spandrel**, sedangkan untuk *Shearwall* sebagai **Pier**.  
Berikut adalah output gaya terbesar dari label *spandrel* :

Tabel 7. 19 Output Spandrel S1 Lantai 4

Load Case	Location	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T	M2 (kNm)	M3 (kNm)
ENVE Min	Left	-1551.4	-1132.0	4.7	-5.2	1.9	-859.3
ENVE Min	Right	-1537.3	-1032.9	-10.5	-6.8	2.0	-852.3

Diambil momen balok kopel pada sisi kiri sebagai dengan  
Momen : 859.3 kNm = 859300000 Nmm

Nilai  $\frac{1}{2}$  momen untuk perhitungan tulangan atas dan  
setengah  $\frac{1}{2}$  momen untuk tulangan bawah, karena pada  
program bantu hanya diketahui jumlah momen pada sisi  
kanan/kiri tidak tumpuan atau lapangan seperti halnya  
pemodelan balok/ *frame* biasa.

$\frac{1}{2}$  Momen : 429,65 kNm

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang  
terkendali tarik  $\phi=0.9$ ) (*SNI:2847-2013 Ps. 9.3.2.1*)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (45 - 28)}{7} = 0,73$$

$$dx = t \text{ balok} - \text{decking} - \frac{1}{2} \emptyset - \emptyset_{\text{sengkang}} \\ = 700 - 40 - \frac{1}{2}(22) - 10 = 639 \text{ mm (Dipasang 1 baris)}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_n}{\emptyset bd^2} = \frac{429650000}{0,9 \times 400 \times 539^2} = 2,92 \text{ MPa}$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen ( $a$ )

$$a = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) . d = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,92}{0,85 \times 45}} \right) . 639$$

$$a = 50,85 \text{ mm}$$

Luas Tulangan Perlu (As)

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \times 45 \times 50,85 \times 400}{400} = 1945,12 \text{ mm}^2$$

Cek Kondisi Penampang Awal (SNI 2847:2013Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{50,89}{0,8} = 69,80 \text{ mm}$$

$$c/d_t = 69,80 / 639 = 0,109 < 0,375 \text{ (Terkendali Tarik)}$$

Cek Syarat Tulangan Perlu (SNI 2847:2013 Ps.21.5.2.1)

$$A_s = 1945,12 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin1} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{45}}{400} \times 400 \times 639 = 1071,64 \text{ mm}^2 < A_s \quad (\text{OK})$$

$$A_{smin2} = \frac{1,4 b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 639}{400} = 894,6 \text{ mm}^2 < A_s \quad (\text{OK})$$

$$\rho_{max} = 0,025 \cdot b \cdot d$$

$$A_{smax} = 0,025 \times 400 \times 639 = 6390 \text{ mm}^2 > A_s$$

Maka syarat tulangan terpenuhi, sehingga  $A_s$  perlu dapat digunakan

Kontrol Jarak Spasi TulanganJarak tulangan Utama

$$n_{tul} = \frac{A_{sperlu}}{A_{stul}} = \frac{1945,12}{0,25 \times \pi \times 22^2} = 5,12, \text{ digunakan 6 buah}$$

Cek spasi tulangan asumsi awal (dipasang 1 baris)

$$S = \frac{bw - 2deck - 2\phi sengkang - n\phi tul \text{ utama}}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 4 \times 22}{6-1} = 33,60 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

$$d_{\text{aktual}} = 639 \text{ mm}$$

$$A_{S_{\text{aktual}}} = 6 \times (0,25 \pi 22^2) = 2280.80 \text{ mm}^2$$

#### Cek Kapasitas Penampang Aktual

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{2280.80 \times 400}{0,85 \times 45 \times 400} = 59.63$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - 0,5a) \\ &= 0,9 \times 2280.80 \times 400 \times (639 - (0,5 \times 59,63)) \\ &= 500,194,224.4 \text{ Nmm} > 429,650,000 \text{ Nmm (OK)} \end{aligned}$$

Maka dipasang

Tulangan atas : 6D22 ( $A_s = 2280,8 \text{ mm}^2$ )

Tulangan bawah : 6D22 ( $A_s = 2280,8 \text{ mm}^2$ )

### **7.5.6.2 Perhitungan Tulangan Geser**

#### Tumpuan

Gaya geser,  $V_u$  pada tumpuan dihitung sejauh  $d$  dari muka shearwall atau muka balok ( $d$ : tinggi efektif balok)

$$L_n = 3000 \text{ mm}$$

$$V_{\text{maks}} = 1132 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{V_{\text{maks}} (0,5L_n - d)}{0,5 L_n} = \frac{1132 \times 10^3 (0,5 \times 3000 - 639)}{0,5 \times 3000} \\ &= 649,768.00 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= (0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'}) b_w d \\ &= (0,17 \times 1 \times \sqrt{45}) \times 400 \times 639 \\ &= 291,484.88 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 291,484.88 = 218,613.66 \text{ N}$$

$V_u > \phi V_c$  (Diperlukan tulangan geser)

Maka,

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = 649768 / 0,75 - 291484,8 = 574872,5 \text{ N}$$

$$V_{s_{\max}} = \frac{2}{3} \sqrt{f_c} \times b_w \times d = \frac{2}{3} \sqrt{45} \times 400 \times 639$$

$$V_{s_{\max}} = 1143077.95 > V_s \text{ (Penampang memenuhi)}$$

Digunakan sengkang 2 kaki D10 ( $A_v = 157,1 \text{ mm}^2$ )

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157,1 \times 400 \times 639}{157,1}$$

$$s = 69,8 \text{ mm}$$

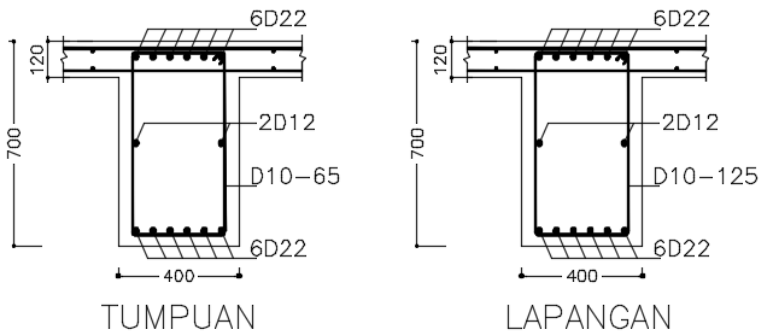
Digunakan Sengkang D10-65

$$V_s \text{ pakai} = 617685,45 \text{ N} > V_{s_{\text{perlu}}} = 574872,5$$

### Lapangan

Digunakan sengkang daerah lapangan  $\frac{1}{2} L_n$  dengan penulangan geser  $2 \times S$  daerah tumpuan

Digunakan Sengkang 2 kaki D10-125



Gambar 7. 21 Penampang *Couple Beam*

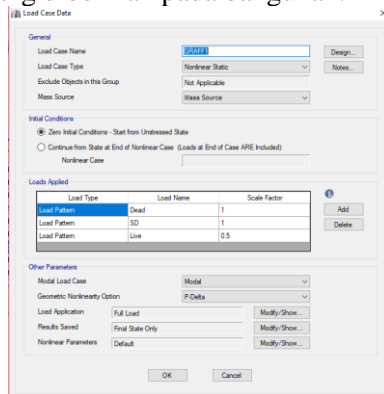
## BAB VIII EVALUASI KINERJA

### 8.1 Analisa Pushover

Untuk mengetahui kinerja dari suatu struktur yang telah didesain, maka desain berbasis kinerja (*performance based design*) harus dianalisa dengan *pushover analysis* dengan memasukkan *property material* yang digunakan seperti mutu beton, mutu tulangan, jumlah tulangan yang digunakan pada program bantu. Analisa *pushover* dilakukan dengan menggunakan program bantu ETABS v.2016. Prinsip dari analisa pushover adalah dengan memberikan beban dorong statik secara bertahap sampai gedung tersebut mengalami keruntuhan. Beberapa tahapan yang penting dalam pemodelan dengan Analisa Pushover adalah sebagai berikut :

#### Step 1 : Menentukan *Gravity Nonlinier Case*

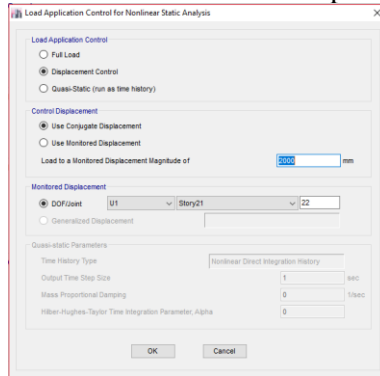
Dalam hal ini presentase beban yang digunakan dalam analisa pushover yaitu 100% beban mati (DL + SD) dan 50% beban hidup. Efek P-Delta harus ditambahkan karena pada analisa pushover, *displacement* yang terjadi akan terus bertambah seiring dengan penambahan beban dorong statik yang diberikan pada bangunan.



Gambar 8. 1 *Input Static Non Linier Case Gravity*

### Step 2 : Menentukan *Nonlinier Pushover Case*

*Nonlinier Pushover Case* dengan menentukan pushover untuk tingkat *displacement* dengan memasukkan target *displacement magnitude* = 2000mm dengan arti bahwa pushover-step atau kalkulasi perhitungan akan berhenti pada nilai *displacement* atap sebesar 2m (jika struktur belum mengalami keruntuhan). Selanjutnya digunakan pengaturan secara default ETABS seperti pada Gambar 8.2



Gambar 8. 2 *Input Static Non Linier Case Pushover*

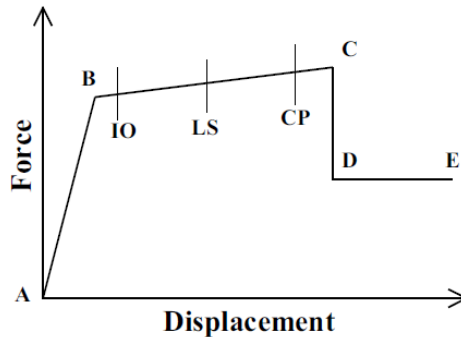
Selanjutnya *run- static nonlinear analysis* pada ETABS, *runing* akan dilakukan secara otomatis dengan program ETABS dengan memberikan beban dorong secara bertahap sampai struktur mengalami keruntuhan. Setelah selesai *runing* akan didapatkan kurva kapasitas. Kurva kapasitas dari struktur akan digunakan untuk evaluasi kinerja struktur tersebut dengan metode FEMA 356 dan FEMA 440.

## 8.2 Kurva Kapasitas

Hasil analisis pushover yang dilakukan dengan program ETABS Nonlinier adalah kurva kapasitas (*Capacity Curve*) skema kelelahan berupa distribusi sendi plastis yang terjadi dan titik kinerja (*Performance Point*). Tingkatan kondisi plastifikasi pada



sendi plastis elemen struktur untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8. 3.



Gambar 8. 3 Tingkatan Plastifikasi Sendi Plastis

- A = Kondisi dimana belum ada pembebanan sehingga belum terjadi plastifikasi pada sendi plastis
- B = Kondisi dimana elemen mulai mengalami leleh yang pertama kali
- IO = Tahapan setelah leleh (plastis) dengan tingkat kinerja pada elemen *Immediately Occupancy*
- LS = Elemen pada level kinerja *Life Safety* (kondisi plastis)
- CP = Elemen pada level kinerja *Collapse Prevention* (kondisi hampir runtuh)
- C = Kapasitas ultimit dari elemen
- D = Kekuatan sisa dari elemen
- E = Batas dimana elemen sudah mengalami keruntuhan

### 8.2.1 Kurva Kapasitas Arah Y-Y

Hasil *running pushover analysis* dengan program ETABS v2016 untuk masing masing arah didapatkan 10 pola beban dorong untuk arah y-y dan 7 pola beban dorong untuk arah x-x yang diberikan pada struktur sampai struktur mengalami keruntuhan. Dari step beban dorong tersebut dapat digambarkan pada grafik hubungan *displacement* (perpindahan) dan *force* (gaya). Step pola

beban dorong hasil *running* dengan ETABS dapat dilihat pada Tabel 8. 1 dan Tabel 8. 2.

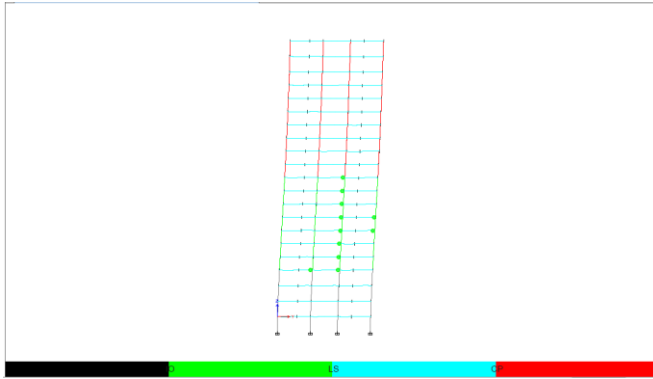
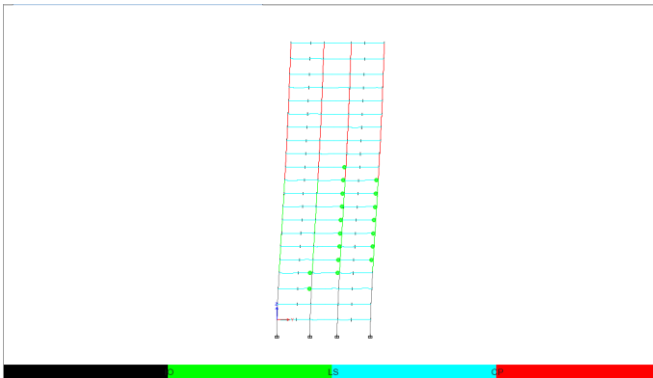
Tabel 8. 1 *Output* Beban Dorong Arah X-X

Step	Displacement mm	Base Force kN	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	-0.701	0	9240	0	0	0	0	9240	0	0	0	9240
1	99.30	9647.05	9240	0	0	0	0	9240	0	0	0	9240
2	120.99	11739.93	9237	3	0	0	0	9240	0	0	0	9240
3	223.24	21521.19	9148	92	0	0	0	9240	0	0	0	9240
4	325.47	30274.37	8347	893	0	0	0	9240	0	0	0	9240
5	431.63	37335.17	7670	1570	0	0	0	9235	5	0	0	9240
6	534.01	43302.84	7252	1988	0	0	0	9230	10	0	0	9240
7	638.46	48816.17	6856	2384	0	0	0	9226	14	0	0	9240
8	743.11	53982.88	6596	2644	0	0	0	9205	35	0	0	9240
9	843.48	58749.71	6437	2803	0	0	0	9126	114	0	0	9240
10	905.15	61598.10	6348	2889	0	0	3	9058	179	0	3	9240

Dapat dilihat pada Tabel 8. 1 nilai gaya yang diberikan pada struktur dan nilai perpindahan yang terjadi pada tiap step. Pada kolom paling kanan (Total) merupakan jumlah total seluruh *hinge* struktur yang dimodelkan.

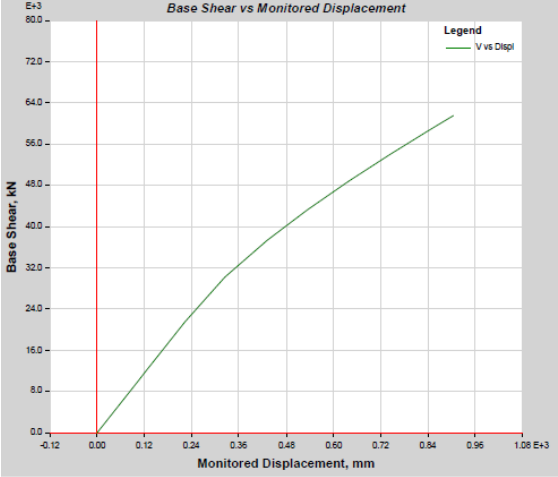
Pada kolom (A-B; B-IO; IO-LS; LS-CP; CP-C; C-D; D-E; >E) merupakan tingkatan kondisi yang terjadi pada sendi plastis di elemen struktur atau tingkat plastifikasi pada sendi plastis elemen struktur.

Dari penjelasan Tabel 8. 1 bahwa setiap step pola beban dorong akan memiliki tingkatan plastifikasi yang berbeda pada masing-masing elemen strukturnya. Pada step ke-1 elemen yang berada pada kondisi B-C adalah 3 sisanya masih dalam kondisi A-B. Pada step ke-2 kondisi B-C bertambah menjadi 92 dan kondisi plastifikasi elemen meningkat seiring dengan bertambahnya step pola beban dorong. Pada Gambar 8. 4 adalah lokasi terjadinya sendi plastis pada elemen struktur untuk beban dorong arah y-y sebagai berikut:

Gambar 8. 4 *Push y* pada *Step 8*Gambar 8. 5 *Push y* pada *Step 9*

Pada Gambar 8. 4 dan Gambar 8. 5 dapat dilihat bahwa lokasi awal terjadinya sendi plastis akan berada pada balok dilantai terendah dan akan secara bertahap naik ke atas seiring dengan pertambahan beban dorong yang diberikan pada struktur. Setelah sendi plastis terbentuk pada elemen balok maka akan berlanjut pada pembentukan sendi plastis pada pangkal kolom dilantai dasar atau pangkal dinding geser di lantai dasar dan berlanjut hingga struktur mengalami keruntuhan.

Dari Tabel 8. 1 dibuat grafik keruntuhan gaya vs perpindahan. Grafik tersebut merupakan kurva kapasitas struktur untuk arah y-y dan dapat dilihat pada



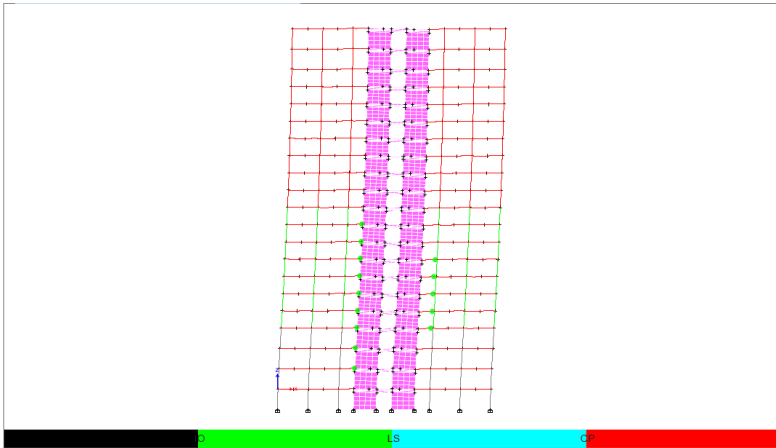
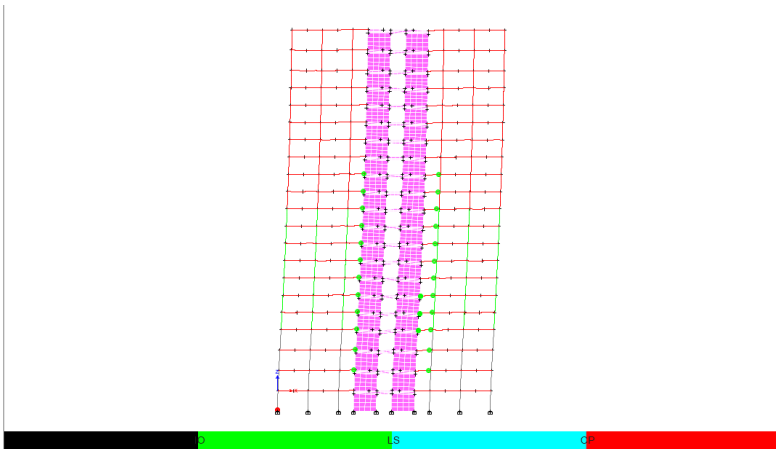
Gambar 8. 6 Kurva Kapasitas Arah Y-Y

8.2.2 Kurva Kapasitas Arah X-X

Hasil *running pushover analysis* dengan program ETABS v2016 untuk arah x-x terdapat 7 pola beban dorong yang diberikan pada struktur sebagaimana pada Tabel 8. 2

Tabel 8. 2 *Output* Beban Dorong Arah X-X

Step	Displacement mm	Base Force kN	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	-0.67	0.00	9240	0	0	0	0	9240	0	0	0	9240
1	60.96	8136.71	9228	12	0	0	0	9240	0	0	0	9240
2	162.44	21021.58	8964	276	0	0	0	9240	0	0	0	9240
3	265.77	32492.64	8347	893	0	0	0	9240	0	0	0	9240
4	369.75	42701.43	7987	1253	0	0	0	9213	27	0	0	9240
5	475.49	52535.82	7587	1653	0	0	0	9179	59	0	2	9240
6	576.07	61521.29	7266	1974	0	0	0	9100	136	0	4	9240
7	612.30	64685.91	7134	2106	0	0	0	9062	174	0	4	9240

Gambar 8. 7 *Push x* pada Step 4Gambar 8. 8 *Push x* pada Step 5

Dari Gambar 8. 7 dan Gambar 8. 8 diketahui bahwa untuk arah x-x mekanisme terbentuknya sendi plastis yaitu mulai balok pada lantai-lantai terbawah dan bertahap meningkat seiring dengan peningkatan beban dorong yang diberikan pada struktur. Pada pola

beban dorong arah x-x ini hingga mengalami keruntuhan dijumpai terbentuknya sendi plastis pada pangkal kolom di lantai dasar.

### 8.3 Evaluasi Kinerja Struktur

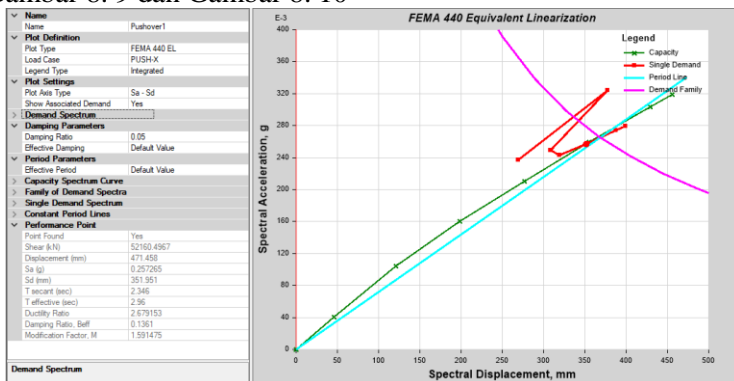
Dari output *pushover analysis* didapatkan kurva kapasitas dari struktur, selanjutnya dari kurva kapasitas tadi di evaluasi kinerjanya berdasarkan dokumen FEMA 440 dan FEMA 356.

#### 8.3.1 Metode FEMA 440

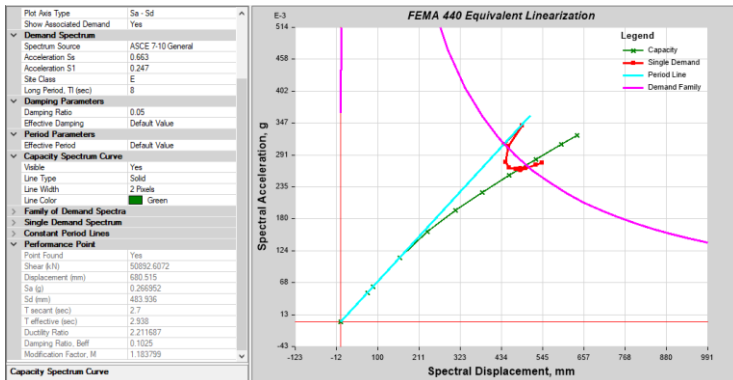
Metode FEMA 440 secara default sudah *build-in* pada program bantu ETABS v2016 yang digunakan dalam analisis pushover ini. Untuk mendapatkan *performance point* maka kita terlebih dahulu harus memasukan beberapa parameter yang dihitung sesuai dengan dokumen FEMA 440. Dari **Bab 6.2** pada perhitungan respons gempa untuk wilayah Surabaya didapatkan :

- Parameter respons percepatan pada periode 2,0 dt (*SMS*)  
 $SMS = 0,663 \text{ g}$
- Parameter respons percepatan pada periode 1,0 dt (*SMI*)  
 $SMI = 0,247 \text{ g}$

Setelah memasukan parameter-parameter diatas maka *performance point* untuk masing-masing arah dapat dilihat pada Gambar 8. 9 dan Gambar 8. 10



Gambar 8. 9 Performance Point Arah X-X Metode FEMA 440



Gambar 8. 10 Performance Point Arah Y-Y Metode FEMA 440

Selanjutnya untuk menentukan tingkat kinerja struktur parameter yang diperlukan adalah nilai *drift* rata-rata tiap lantai dimana total tinggi lantai = 75 m. Penentuan level kinerja struktur didasarkan pada Tabel 2.1 sebagai berikut:

Arah x-x =  $0.471 / 75 = 0.0063$  (*Immediate Occupancy*)

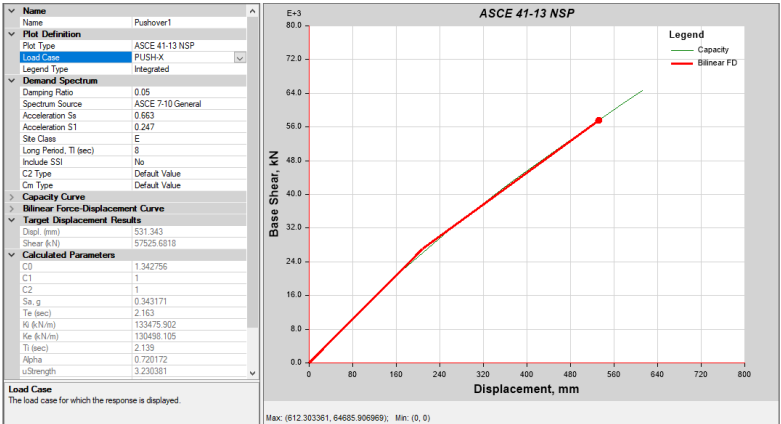
Arah y-y =  $0.681 / 75 = 0.0091$  (*Immediate Occupancy*)

*FEMA-440 Equivalent linearization* yang sudah *built-in* pada program ETABS v2016 berasal dari analisis statistik dari sejumlah besar respons terhadap berbagai gerakan tanah (gempa). Dokumen ini merupakan pengembangan dari dokumen ATC-40,1996 Spektrum Kapasitas.

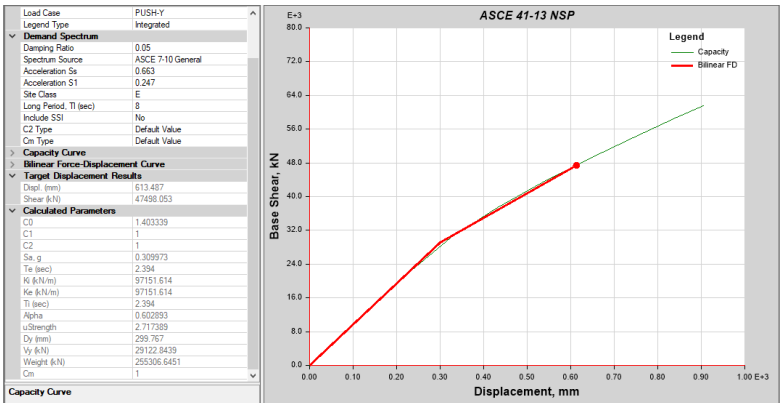
### 8.3.1 Metode FEMA 356

Untuk mendapatkan evaluasi berdasar metode FEMA 356 pada ETABS v2016 digunakan ASCE 41-13 NSP yang sudah ada pada pilihan program tersebut. Dokumen ASCE 41-13 ini merupakan kombinasi dari 2 dokumen FEMA, yaitu FEMA 356 – *Technical Requirements for Seismic Rehabilitation of Buildings* dan FEMA 274 – *NEHRP Commentary on the Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings*. Untuk mendapatkan *performance point* harus memasukan beberapa parameter sebagaimana pada dokumen FEMA 356, yaitu  $S_{MS}$  dan  $S_{D1}$  yang

telah dihitung pada sub-bab. Setelah memasukan parameter tersebut maka *performance point* untuk masing-masing arah dapat dilihat pada Gambar 8. 11 dan Gambar 8. 12



Gambar 8. 11 *Performance Point* Arah X-X Metode FEMA 356



Gambar 8. 12 *Performance Point* Arah Y-Y Metode FEMA 356

Selanjutnya untuk menentukan tingkat kinerja struktur parameter yang diperlukan adalah nilai *drift* rata-rata tiap lantai



dimana total tinggi lantai = 75 m. Penentuan level kinerja struktur didasarkan pada Tabel 2.1 sebagai berikut:

Arah x-x =  $0.531 / 75 = 0.0071$  (*Immediate Occupancy*)

Arah y-y =  $0.613 / 75 = 0.0082$  (*Immediate Occupancy*)

Maka sesuai FEMA 356 struktur termasuk dalam level kategori *Immediate Occupancy* (IO). Hal ini berarti desain awal dengan DDBD dengan *limit drift* pada kondisi *Life Safety* belum terlamapau.

### 8.3.2 Perbandingan *Drift* Dan *Displacement*

Dalam pembahasan ini nilai *drift* dan *displacement* yang dihasilkan dari hasil analisa pushover bukan merupakan suatu batasan tertentu hanya untuk mengetahui perilaku akhir dari struktur desain. Sehingga untuk mengetahui keefektifan desain rencana DDBD dibandingkan dengan hasil *pushover analysis*. Berdasarkan Priestley 2007, untuk *drift* desain akan dihitung menggunakan persamaan :

$$\theta_i = \left( 1.00 - 0.5 \frac{H_i}{H_n} \right) \theta_0$$

Dimana :

$\theta_0$  : desain *drift* limit rencana sesuai level kinerja (*life safety*)

$\theta_i$  : *drift* pada lantai ke-i

$H_i$  : ketinggian pada lantai ke-i

$H_n$  : ketinggian puncak.

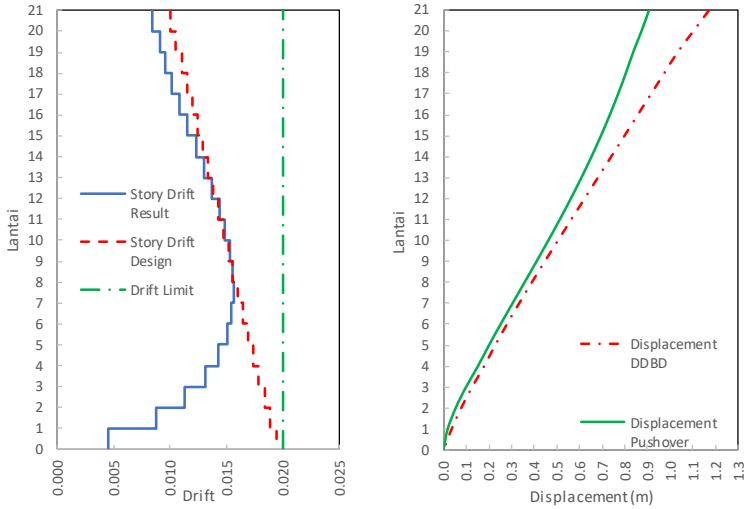
Selanjutnya untuk perhitungan nilai *drift* desain akan dihitung pada masing-masing arah pada Tabel 8. 3 . Nilai drift hasil adalah nilai besarnya perpindahan antar lantai dibagi dengan ketinggian lantai. Kemudian hasil dari Tabel 8. 3 dan Tabel 8. 4 akan dibuat grafik pada Gambar 8. 13 dan Gambar 8. 14.

Tabel 8. 3 Perbandingan Nilai Drift Dan Displacement Arah y-y

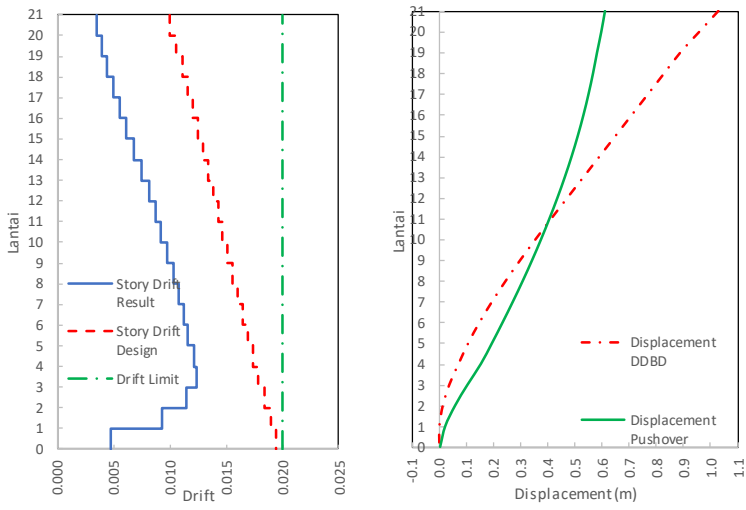
level	Hi	Desain Drift Limit	Displ. Design (DDBD)	Drift Design	Displ. Hasil (Pushover)	Story Drift
21	75	0.02	1.171	0.010	0.905	0.008
20	71	0.02	1.102	0.011	0.872	0.009
19	67	0.02	1.033	0.011	0.835	0.010
18	63.6	0.02	0.974	0.012	0.803	0.010
17	60.2	0.02	0.916	0.012	0.769	0.011
16	56.8	0.02	0.857	0.012	0.732	0.012
15	53.4	0.02	0.798	0.013	0.693	0.012
14	50	0.02	0.739	0.013	0.651	0.013
13	46.6	0.02	0.680	0.014	0.607	0.014
12	43.2	0.02	0.622	0.014	0.560	0.014
11	39.8	0.02	0.563	0.015	0.511	0.015
10	36.4	0.02	0.504	0.015	0.461	0.015
9	33	0.02	0.446	0.016	0.409	0.016
8	29.6	0.02	0.389	0.016	0.356	0.016
7	26.2	0.02	0.333	0.017	0.303	0.015
6	22.8	0.02	0.279	0.017	0.250	0.015
5	19.4	0.02	0.227	0.017	0.199	0.014
4	16	0.02	0.178	0.018	0.151	0.013
3	12	0.02	0.125	0.018	0.098	0.011
2	8	0.02	0.077	0.019	0.053	0.009
1	4	0.02	0.035	0.019	0.018	0.004
0	0	0.02	0.000	0.020	0.000	0.000

Tabel 8. 4 Perbandingan Nilai Drift Dan Displacement Arah x-x

level	Hi	Desain Drift Limit	Displ. Design (DDBD)	Drift Design	Displ. Hasil (Pushover)	Story Drift
21	75	0.02	1.038	0.010	0.612	0.003
20	71	0.02	0.970	0.011	0.599	0.004
19	67	0.02	0.902	0.011	0.583	0.004
18	63.6	0.02	0.844	0.012	0.568	0.005
17	60.2	0.02	0.786	0.012	0.551	0.006
16	56.8	0.02	0.728	0.012	0.532	0.006
15	53.4	0.02	0.670	0.013	0.512	0.007
14	50	0.02	0.613	0.013	0.488	0.007
13	46.6	0.02	0.555	0.014	0.463	0.008
12	43.2	0.02	0.497	0.014	0.436	0.009
11	39.8	0.02	0.439	0.015	0.406	0.009
10	36.4	0.02	0.382	0.015	0.375	0.010
9	33	0.02	0.325	0.016	0.342	0.010
8	29.6	0.02	0.271	0.016	0.307	0.011
7	26.2	0.02	0.219	0.017	0.270	0.011
6	22.8	0.02	0.171	0.017	0.232	0.012
5	19.4	0.02	0.127	0.017	0.193	0.012
4	16	0.02	0.088	0.018	0.152	0.012
3	12	0.02	0.050	0.018	0.102	0.011
2	8	0.02	0.022	0.019	0.056	0.009
1	4	0.02	0.005	0.019	0.019	0.005
0	0	0.02	0.000	0.020	0.000	0.000



Gambar 8. 13 (a) Perbandingan *Drift* (b) Perbandingan *Displacement Profile* (arah y-y)



Gambar 8. 14 (a) Perbandingan *Drift* (b) Perbandingan *Displacement Profile* (arah x-x)

Dari Gambar 8. 13 dapat diketahui bahwa nilai *displacement* untuk arah y-y hasil *pushover analysis* memiliki kurva hampir mendekati nilai *displacement* rencana DDBD. Hal ini juga berlaku untuk nilai *drift*, dimana dari Gambar 8. 13 dapat dilihat bahwa grafik *drift result* dari *pushover analysis* hampir mendekati *drift design*, namun masih cukup jauh dari grafik *design drift limit* dan mulai lantai ke 9 nilainya akan semakin berkurang.

Dari Gambar 8. 14 dapat diketahui bahwa nilai *displacement* untuk arah x-x hasil *pushover analysis* memiliki kurva hampir mendekati nilai *displacement* rencana dengan DDBD, tetapi mulai lantai ke 11 sampai ke 21 *displacement* hasil *pushover* menunjukkan *displacement* yang lebih kecil terhadap rencana DDBD. Hal ini juga berlaku untuk nilai *drift*, dimana dari Gambar 8. 14 dapat dilihat bahwa grafik *drift result* dari *pushover analysis* masih belum mencapai *drift design* dan masih jauh dari *drift limit*. *Design drift limit* berarti desain *drift* yang ingin didapatkan terhadap struktur yang dirancang dan bukan merupakan suatu batasan tertentu karena dalam *performance based design* nilai performa dari keseluruhan sistemlah yang lebih diperhitungkan. Jika kita ingin mendapatkan struktur desain efisien maka perlu merubah desain berupa dimensi elemen struktur atau jumlah tulangan pada lantai tersebut sehingga nantinya kurva *drift result* hampir mendekati nilai *design drift limit* yang diharapkan.

#### **8.4 Resume Desain dan Analisis**

Resume desain terhadap perilaku seismik dilakukan untuk mengetahui respon seismik terhadap gempa rencana. Dalam pembahasan sub bab ini akan dibahas mengenai parameter-parameter respons struktur aktual dan juga nilai *drift* dan *displacement profile* antara desain dengan metode DDBD dan hasil analisa pushover.

Tabel 8. 5 Evaluasi Hasil Desain Arah y-y

Parameter	Rencana DDBD	Hasil Analisa Pushover	
		FEMA 356	FEMA 440
Target Perpindahan, $\Delta_d$ (m)	0.773	0.613	0.681
Periode Efektif, $T_{eff}$ (det)	7.95	2.394	2.938
Redaman Efektif Ekivalen, $\xi_{eff}$	9.18%	-	10.25%
Drift desain	0.0103		
Drift aktual ( $\Delta_m / T_{tot}$ )		0.0082	0.0091
Level Kinerja	LS	IO	IO

Tabel 8. 6 Evaluasi Hasil Desain Arah x-x

Parameter	Rencana DDBD	Hasil Analisa Pushover	
		FEMA 356	FEMA 440
Target Perpindahan, $\Delta_d$ (m)	0.682	0.531	0.471
Periode Efektif, $T_{eff}$ (det)	8.33	2.163	2.96
Redaman Efektif Ekivalen, $\xi_{eff}$	13.87%	-	13.61%
Drift desain	0.0091		
Drift aktual ( $\Delta_m / T_{tot}$ )		0.0071	0.0063
Level Kinerja	IO	IO	IO

## **BAB IX**

### **DESAIN FONDASI**

Desain fondasi merupakan desain struktur bawah bangunan. Fondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Fondasi pada desain gedung Apartemen Grand Sungkono Lagoon Tower Caspian akan direncanakan memakai fondasi tiang pancang jenis *prestressed concrete spun pile* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab desain fondasi ini meliputi Desain jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dan desain poer (pile cap).

#### **9.1 Spesifikasi Tiang Pancang**

Pada Desain fondasi gedung ini, digunakan fondasi tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

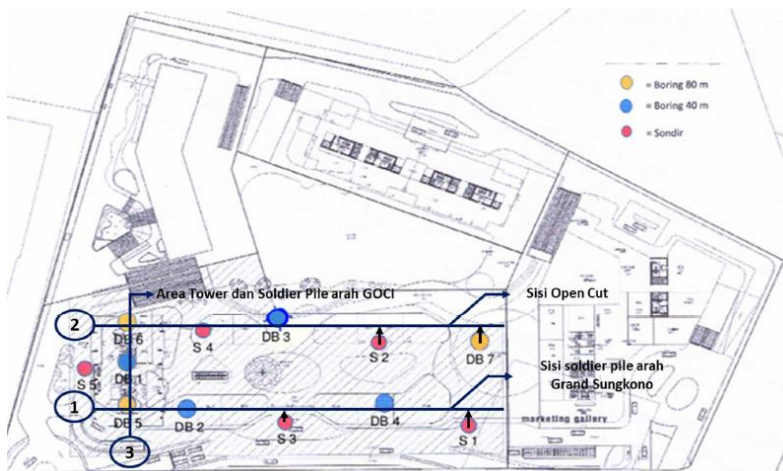
1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang  $F_c' = 52 \text{ Mpa}$  (*concrete cube compressive strength is 600 kg/cm<sup>2</sup> at 28 days*).

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan dalam Desain fondasi

- Diameter tiang : 600 mm
- Tebal tiang : 100 mm
- Klasifikasi : A1
- *Concrete cross section* : 1570 cm<sup>2</sup>
- Berat : 393 kg/m
- Panjang : 6 – 16 m
- *Bending moment crack* : 17 t.m
- *Bending momen ultimate* : 25,5 t.m
- *Allowable axial load* : 252,7 ton

## 9.2 Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan fondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun. Dalam hal ini data tanah yang digunakan untuk Desain fondasi adalah data tanah Proyek Apartemen Grand Sungkono Lagoon Tower Caspian, yang merupakan hasil Uji PT. LAPIITB



Gambar 9. 1 Denah Titik Boring dan Sondir

Untuk titik bor yang berkaitan langsung dengan dibangunnya apartemen digunakan DB1, DB5, dan DB 6. Hasil uji lapangan yang dapat dilihat secara visual per kedalaman 1.5 m dengan uji tanah SPT dirangkum dalam poin – poin berikut ini.

- Bor log DB-01, secara umum berdasarkan hasil penyelidikan tanah pada titik ini tanah pada permukaan berupa tanah lempung berlanau hingga kedalaman 2 m dengan SPT 2 dan lapisan berikutnya berupa lanau berpasir dengan SPT rerata 14 sampai kedalaman 13 m. Untuk kedalaman selanjutnya hingga 20 dan 40 m



menunjukkan nilai SPT 11 dan 21 dan didominasi oleh Lempung berlanau.

- Bor log DB-05, pada titik ini kondisi tanah pada permukaan hingga pemboran kedalaman 1 m, berupa lapisan tanah urugan dengan SPT 7. Kedalaman berikutnya hingga 10 m merupakan lapisan tanah lempung lanau dengan SPT rerata 13. Terdapat lapisan pasir berlanau dengan SPT rerata 24 hingga kedalaman 18 m. Kedalaman selanjutnya sampai dengan 80 m didominasi dengan tanah lempung lanau dengan SPT rerata 11 pada kedalaman 18 – 23 m kemudian SPT rerata 25 pada kedalaman 23 – 55 m dan hingga kedalaman 80 m SPT rerata 32.
- Bor log DB-06, pada titik ini kondisi tanah pada permukaan hingga pemboran kedalaman 3 m, berupa lapisan tanah urugan berupa lempung lanau dengan SPT 5. Kedalaman berikutnya hingga 20 m merupakan lapisan tanah lempung lanau dengan SPT rerata 15. Kedalaman selanjutnya yakni sampai dengan 80 m didominasi

### 9.3 Hasil Analisa Struktur

Beban struktur menentukan bagaimana desain fondasi yang akan dilakukan. Beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Beban yang bekerja pada fondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin. Kombinasi beban-beban dibawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin.

- D
- D + L
- D + 0.75L
- D + 0.7E
- D + 0.75L + 0.75(0.7E)
- 0.6D + 0.7E

Hasil analisa struktur menentukan bagaimana desain fondasi yang akan dilakukan. Beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Dalam desain fondasi, yang digunakan adalah *output joint reaction* dengan beban envelope (beban terbesar) dari kombinasi pembebanan fondasi, pemodelan dan analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS V2016 dalam perhitungan  $P_{ijin}$  1 tiang. Berikut ini adalah output dari *joint reaction* pada fondasi.

Tabel 9. 1 *Joint Reaction* Kolom pada *Base*

Joint Label	Load Case	FX	FY	FZ	MX	MY
		ton	ton	ton	ton-m	ton-m
63	ENVE Max	2.32	2.01	1077.88	54.38	2.93
10	ENVE Max	0.01	-0.51	1033.37	56.30	0.08
64	ENVE Max	-0.01	0.99	1033.37	55.02	0.11
14	ENVE Max	2.81	-0.94	1032.74	57.42	3.56
60	ENVE Max	-0.22	2.37	1032.44	53.95	-0.14
15	ENVE Max	0.01	-0.60	1031.48	56.71	0.10
59	ENVE Max	0.07	1.17	1031.48	54.77	0.22
11	ENVE Max	-1.62	-1.16	988.50	57.11	-2.05
53	ENVE Max	0.15	-2.49	897.05	59.01	0.32
54	ENVE Max	0.08	-2.60	897.00	59.08	0.29
55	ENVE Max	0.24	-2.30	859.52	58.34	0.43
52	ENVE Max	0.03	-2.13	857.82	58.09	0.22
5	ENVE Max	-0.12	5.63	836.04	50.82	-0.09
4	ENVE Max	0.07	5.65	836.01	50.77	0.14
56	ENVE Max	0.01	-2.10	823.04	57.97	0.22
51	ENVE Max	0.15	-2.00	822.66	57.56	0.38
3	ENVE Max	-0.15	4.97	806.04	50.98	-0.13
6	ENVE Max	0.13	4.87	804.54	51.13	0.18
16	ENVE Max	-1.44	-0.72	791.79	56.73	-1.71

Tabel 9. 1 **Lanjutan**

<b>Joint Label</b>	<b>Load Case</b>	<b>FX (ton)</b>	<b>FY (ton)</b>	<b>FZ (ton)</b>	<b>MX (ton-m)</b>	<b>MY (ton-m)</b>
65	ENVE Max	-1.40	1.09	791.75	54.76	-1.63
9	ENVE Max	3.32	-0.53	789.34	56.15	4.12
58	ENVE Max	3.36	1.34	789.17	54.41	4.23
2	ENVE Max	0.00	4.64	780.82	51.04	0.05
7	ENVE Max	-0.05	4.47	780.30	51.29	0.00
50	ENVE Max	2.14	-1.33	647.33	55.92	2.78
57	ENVE Max	-0.92	-1.48	646.03	56.49	-0.99
8	ENVE Max	-0.90	2.85	638.16	51.91	-1.07
1	ENVE Max	2.00	3.10	597.56	51.56	2.39

#### 9.4 Daya Dukung Fondasi

##### 9.4.1 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang

Dengan menggunakan perhitungan manual perumusan Terzaghi dan Bazaraa maka didapatkan daya dukung tanah sesuai dengan jenis dan diameter fondasi tiang yang digunakan. Dalam tugas akhir ini menggunakan *safety factor* sebesar 3.

Tabel 9. 2 Rekomendasi Parameter Tanah (PT LAPI ITB)

<b>No</b>	<b>Deskripsi</b>	<b>Undrained Condition</b>						
		<b>Depth (m)</b>	<b>Yd kN/m<sup>3</sup></b>	<b>Ym kN/m<sup>3</sup></b>	<b>Cu kPa</b>	<b>Φu °</b>	<b>Eu kPa</b>	<b>vu</b>
1	Silty Clay, very soft, N-SPT 5	2	15	16	12	0	2400	0.35
2	Silty Clay, med to stiff, N-SPT 14	15	16	17	84	1	25200	0.35
3	Silty Clay, med, N-SPT 17	26	17	18	102	1	35700	0.3
4	Silty Clay, stiff, N-SPT 24	54	16	18	144	1	43200	0.35

Contoh perhitungan:

Mencari daya dukung ijin berdasarkan harga SPT dan Data Bor- Log pada kedalaman 3.5 meter untuk fondasi tiang pancang beton precast berdiameter 600 mm

Diameter (D)	: 0,60 m
Luas Pancang	: 0,283 m <sup>2</sup>
Keliling	: 1,885 m
Allow Axial Load	: 134.9 ton
4D	: 2,4 m
8D	: 4,8m
Tinjauan/Layer	: 0.5 m

Untuk mendapatkan nilai tahanan pada ujung tiang (*end bearing capacity*) maka diperlukan nilai NSPT terkoreksi dari 8D diatas dan 4D dibawah kedalaman yang ditinjau. Dengan menggunakan nilai  $N_{SPT}$  dan jenis tanah seperti dalam Tabel 9. 3

Tabel 9. 3 Data Tanah Kedalaman 0 – 2,5 m

Depth	L/P	$N_{SPT}$	$N_1$	$\gamma_{sat}$ (ton/m <sup>3</sup> )
0				
0.5	L	0	0	1.6
1	L	0	0	1.6
1.5	L	5	5	1.6
2	L	7.5	7.5	1.6
2.5	L	10	10	1.6

Step 1 : Koreksi nilai NSPT terhadap muka air tanah ( $N_1$ )

Koreksi  $N_1$  dilakukan khusus bilamana jenis tanah yang ditinjau adalah pasir halus, pasir berlanau dan pasir berlempung serta memiliki nilai  $N > 15$ , nilai  $N_1$  dipilih yang terkecil diantara:

$$N_1 = 15 + 0.5 (N-15) \quad (\text{Terzaghi \& Peck, 1960})$$

$$N_1 = 0.6N \quad (\text{Bazaraa, 1967})$$

Dan bila syarat yang tertulis diawal tidak dapat terpenuhi maka  $N_1 = N$ . Karena syarat tidak terpenuhi maka  $N_1 = N$ , sehingga nilai  $N_{SPT}$  tetap.

Step 2: Koreksi Terhadap Overburden Pressure Dari Tanah Hasil dari koreksi 1 ( $N_1$ ) dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah dimana harga  $N$  tersebut didapatkan (tekanan vertikal efektif = *overburden pressure*), kemudian dilakukan perhitungan tegangan overburden pada setiap lapis tinjauan :

$$0 \text{ m} \quad p_0 = 0$$

$$0,5 \text{ m} \quad p_0 = 0,5 \times \gamma^1 = 0,5 \times 0,6 = 0,3$$

$$1 \text{ m} \quad p_0 = P_{0 \text{ 1m}} + 0,5 \times \gamma^1 = 0,3 + 0,5 \times 0,6 = 0,6$$

$$1,5 \text{ m} \quad p_0 = P_{0 \text{ 1m}} + 0,5 \times \gamma^1 = 0,6 + 0,5 \times 0,6 = 0,9$$

Step 3: Menentukan  $N$  rata-rata ujung,  $N$  rata-rata ujung dihitung dari rata-rata nilai  $N_{SPT}$  8D diatas dan 4D dibawah kedalaman yang ditinjau. Untuk  $N$  rata-rata pada kedalaman 2.5 m adalah 8D = 4,8 m dan 4D = 2,4 m:

Tabel 9. 4 Nilai  $N$  Terkoreksi  $N_1$  dan  $N_2$

Depth	L/P	$N_{SPT}$	$N_1$	$\gamma_{sat}$	$P_0$	$N_2$	$2N_1$	Koreksi $N_2$	$N_i$
0									
0.5	L	0	0	1.6	0.30	0.00	0.0	0.00	0.00
1	L	0	0	1.6	0.60	0.00	0.0	0.00	0.00
1.5	L	5	5	1.6	0.90	14.71	10.0	10.00	5.00
2	L	7.5	7.5	1.6	1.20	20.27	15.0	15.00	7.50
2.5	L	10	10	1.6	1.50	25.00	20.0	20.00	15.00
3	L	12.5	12.5	1.6	1.80	29.07	25.0	25.00	20.00
3.5	L	15	15	1.6	2.10	32.61	30.0	30.00	25.00
4	L	13.75	13.8	1.8	2.50	27.50	27.5	27.50	26.25
4.5	L	12.5	12.5	1.8	2.90	23.15	25.0	23.15	26.57
5	L	11.25	11.3	1.8	3.30	19.40	22.5	19.40	23.45

Step 4: Daya dukung ijin tiang tunggal,

$$Q_{\text{ijin}} = Q_p + \sum Q_s$$

Contoh perhitungan menggunakan tanah pada kedalaman 5m

Dimana  $Q_p$ , adalah daya dukung ujung tiang

$$\begin{aligned} Q_p &= CN \times 0.25 \pi d^2 \\ &= 40 \times 16,805 \times 0,283 = 190,23 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dan  $Q_s$  adalah daya dukung akibat friksi tiang

$$\begin{aligned} \sum Q_s &= \sum_{i=1}^n C_{li} \times A_{\text{mantel } i} \\ &= (118,2 + 11,72 \times 1 \times 1,88) = 140,21 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{ijin}} = 190,23 + 140,2 = 330,3$$

$$Q_{\text{ijin}} = Q_{\text{ijin}}/3 = 110,1 \text{ ton}$$

Dengan cara yang sama, **perhitungan daya dukung tanah** dirangkum dalam **tabel lampiran** Laporan Tugas Akhir.

#### 9.4.2 Pengaturan Jarak Antar Tiang Pancang

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkaan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1.1 meter.

- Jarak antar tiang :
 
$$2 D \leq S \leq 3 D$$

$$2 \times 60 \leq S \leq 3 \times 60$$

$$120 \text{ cm} \leq S \leq 180 \text{ cm}$$
 Digunakan jarak antar tiang = 150 cm.
- Jarak tepi tiang pancang :
 
$$1 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1 \times 60 \leq S_1 \leq 2 \times 60$$

$$60 \text{ cm} \leq S_1 \leq 120 \text{ cm}$$
 .Digunakan jarak tiang ke tepi = 70 cm.

### 9.4.3 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

$$P_{\text{maks}} = \frac{P}{n} + \frac{M_y X}{\sum X^2} + \frac{M_x Y}{\sum Y^2} \leq P_{\text{ijin tanah}} (1 \text{ tiang})$$

Kontrol ini dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Sebelumnya terlebih dahulu ditentukan jumlah tiang pancang dalam group dengan cara coba-coba dan sesuai dengan besar pile cap. Untuk beberapa contoh perhitungan dilakukan perhitungan dengan menggunakan group tiang pancang Tipe 1 dengan kombinasi beban 1D + 1L. Titik – titik yang direncanakan menggunakan tiang pancang beton precast diameter 60 cm ditunjukkan pada Tabel 9. 5

Contoh perhitungan Jumlah Tiang Pancang Point Base : 63

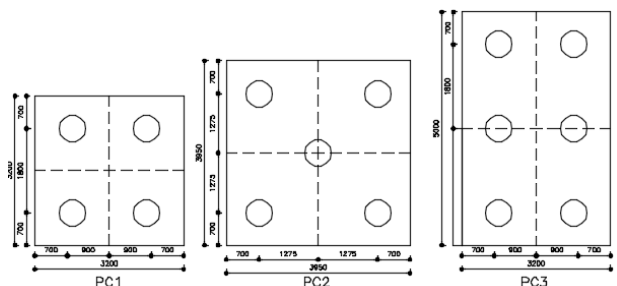
FZ : 1077.88 ton

Mx : 56.7 ton.m

My : 4.94 ton.m

Kedalaman pancang : 21 m dengan daya dukung ijin 250,1 ton  
**(Lampiran A.1.1 Perhitungan Daya Dukung Tanah)** Maka direncanakan tiang pancang sebanyak

$$\begin{aligned} n &= FZ / P_{\text{ijin}} \\ &= 1077,88 / 250,1 \\ &= 4,31, \text{ maka dipakai } 6 \text{ buah tiang} \end{aligned}$$



Gambar 9. 2 Macam Konfigurasi Tiang Pancang Kolom

Tabel 9. 5 Letak Denah Fondasi

AS	A	B	C	D
1	1	9	58	50
2	2	10	59	51
3	3	11	60	52
3-1		30	71	
4	4			53
4-1		17	20	
4-2		21	24	
5	5			54
5-1		32	73	
6	6	14	63	55
7	7	15	64	56
8	8	16	65	57

Keterangan :  
 : Tidak ada joint

Dengan konfigurasi 6 tiang pancang, jarak antar pancang adalah 3D yaitu 1.80 m dan dilakukan perhitungan Pu,



$$P_{maks} = \frac{P}{n} + \frac{M_y X}{\sum X^2} + \frac{M_x Y}{\sum Y^2} \leq P_{ijin \text{ tanah}} (1 \text{ tiang})$$

$$\sum X^2 = 6 \times 0,9^2 = 4,86 \text{ m}$$

$$\sum y^2 = 4 \times 1,8^2 = 12,96 \text{ m}$$

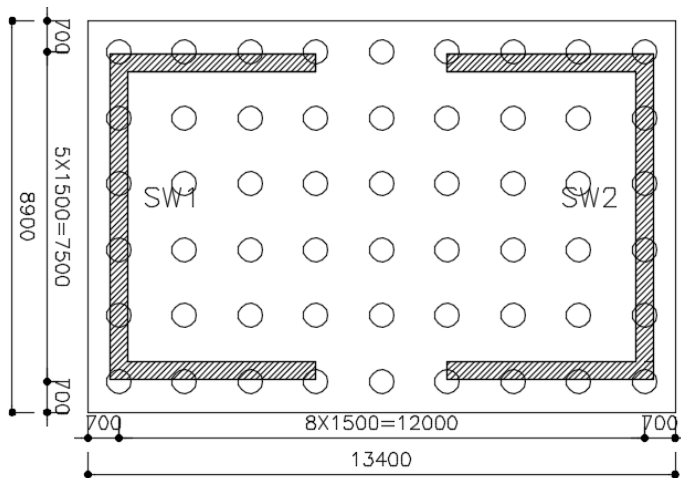
X = Jarak fondasi terjauh dari as = 0,9 m

Y = Jarak fondasi terjauh dari as = 1,8 m

$$P_{maks} = \frac{1077,88}{6} + \frac{4,94 \times 0,9}{4,86} + \frac{56,70 \times 1,8}{12,96}$$

$$P_{maks} = 188,43 \text{ ton} < P_{ijin} = 250,1 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

Nilai Pmax harus lebih kecil dari *Allowable Axial load* tiang pancang yang terdapat pada brosur spun pile produk dari WIKA, hal ini agar tidak terjadi *over load* yang menimbulkan gagalnya tiang pancang.



Gambar 9. 3 Tiang Grup untuk ShearWall

Kontrol efisiensi tiang,  $C_e$  (Converse-Labbarre, AASHTO)

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{D}{S}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

$D$  = diameter tiang = 0,60 m

$S$  = jarak maksimum antar tiang ( $2,5 D - 3 D$ ) = 1,80 m.

$m$  = jumlah tiang dalam grup arah X = 2 buah.

$n$  = jumlah tiang dalam grup arah Y = 3 buah.

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{0,6}{1,8}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{3}\right)$$

$$C_e = 0.761$$

$$DDT \times C_e > P_{max}$$

$$250,1 \times 0.761 > 188.43 \text{ ton}$$

$$190,3 \text{ Ton} > 188.43 \text{ ton (OK)}$$

Dengan cara yang sama dihitung untuk semua base point dan ditabelkan pada tabel dibawah ini

Tabel 9. 6 Rencana Jumlah dan Kedalaman Fondasi Kolom

Point	Depth	Load FZ (ton)	$C_e$ (%)	$M_x$ (ton-m)	$M_y$ (ton-m)	$n$ tiang	$P_{max}$ (ton)	Allow Axial Load (ton)	Eff Daya Dukung (ton)
63	21	1077.88	76.1%	56.70	4.94	6	188.4	250.1	190.3
10	21	1033.37	76.1%	56.31	0.58	6	180.2	250.1	190.3
64	21	1033.37	76.1%	55.02	1.10	6	180.1	250.1	190.3
14	21	1032.74	76.1%	60.23	4.51	6	181.3	250.1	190.3
60	21	1032.44	76.1%	54.16	2.23	6	180.0	250.1	190.3
15	21	1031.48	76.1%	56.72	0.70	6	179.9	250.1	190.3

Tabel 9. 6 Lanjutan ...

Point Depth		Load FZ (ton)	Ce (%)	Mx (ton-m)	My (ton-m)	n tiang	P max (ton)	Allow Axial Load (ton)	Eff Daya Dukung (ton)
59	21	1031.48	76.1%	54.84	1.39	6	179.8	250.1	190.3
11	21	988.50	79.5%	58.72	0.89	6	181.3	250.1	198.9
53	21	897.05	79.5%	59.16	2.81	5	185.5	250.1	198.9
54	21	897.00	79.5%	59.15	2.89	5	185.5	250.1	198.9
55	21	859.52	79.5%	58.58	2.74	5	177.9	250.1	198.9
52	21	857.82	79.5%	58.13	2.35	5	177.5	250.1	198.9
5	21	836.04	79.5%	50.93	5.54	5	172.8	250.1	198.9
4	21	836.01	79.5%	50.84	5.79	5	172.8	250.1	198.9
56	21	823.04	79.5%	57.98	2.32	5	170.5	250.1	198.9
51	21	822.66	79.5%	57.71	2.38	5	170.4	250.1	198.9
3	21	806.04	79.5%	51.14	4.83	5	166.7	250.1	198.9
6	21	804.54	79.5%	51.26	5.05	5	166.5	250.1	198.9
16	21	791.79	79.5%	58.17	0.99	5	164.2	250.1	198.9
65	21	791.75	79.5%	56.17	0.54	5	163.9	250.1	198.9
9	21	789.34	79.5%	59.47	4.64	5	164.2	250.1	198.9
58	21	789.17	79.5%	57.77	5.57	5	164.1	250.1	198.9
2	21	780.82	79.5%	51.05	4.69	5	161.6	250.1	198.9
7	21	780.30	79.5%	51.33	4.47	5	161.6	250.1	198.9
50	21	647.33	79.5%	58.05	4.11	4	195.2	250.1	198.9
57	21	646.03	79.5%	57.41	0.50	4	193.5	250.1	198.9
8	21	638.16	79.5%	52.81	1.79	4	189.4	250.1	198.9
1	21	597.56	79.5%	53.56	5.49	4	180.7	250.1	198.9

#### 9.4.5 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral

Dalam desain pondasi ini digunakan tiang pancang PC spun-pile dari PT. WIKA beton Grade A, dengan spesifikasi sebagai berikut :

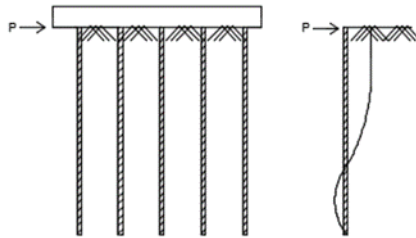
Mutu  $f'_c$  : 52 MPa

Panjang Pile : 21 m (Gunakan  $2 \times 11$  m)

E :  $4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{52} = 33892.18$  MPa

:  $3389218.19 \text{ ton/m}^2 = 338921.8 \text{ kg/cm}^2$

I :  $510508,81 \text{ cm}^4$



Gambar 9. 4 Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

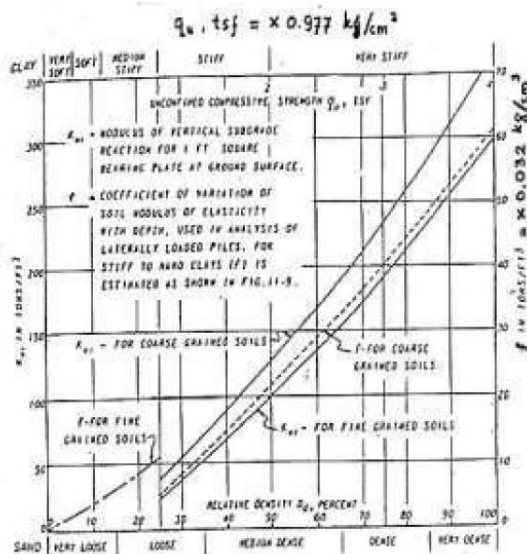
$$\delta = F \left( \frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$\delta$  = defleksi yang terjadi

$Fd$  = koefisien defleksi

$P$  = Gaya lateral 1 tiang

$T$  = *Relative stiffnes Factor*



Gambar 9. 5 Koefisien variasi ( $f$ ) untuk tiang pancang

Mencari nilai  $f$  dari grafik Immediate Settlement of Isolate Footing dalam buku NAVFAC DM-7, 1971 dengan nilai  $C_u = 102 \text{ kPa} = 1,04 \text{ kg/cm}^2$

Dari maka didapatkan  $f = 40 \text{ t/ft}^3 = 40 \times 0,032 = 1,28 \text{ kg/cm}^2$

$$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{0,2} = \left( \frac{338921,8 \times 510508,81}{1,28} \right)^{0,2}$$

$$T = 168,33 \text{ cm}$$

Mencari koefisien momen akibat gaya lateral

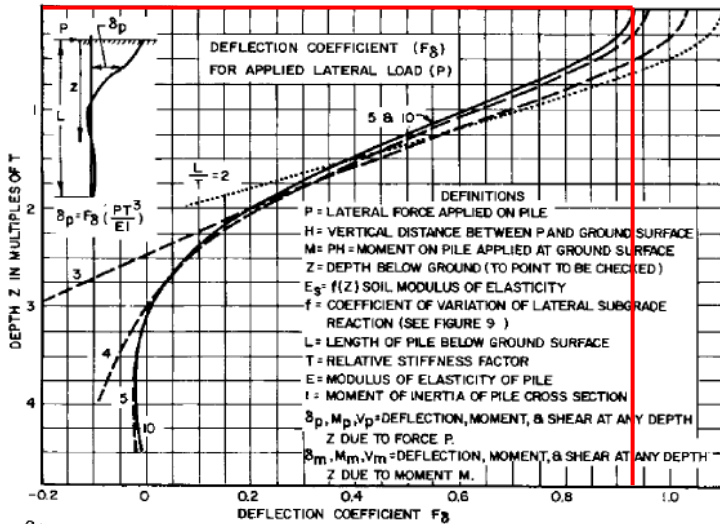
Gaya lateral yang bekerja pada kondisi 2, sehingga koefisien momen akibat gaya lateral digunakan grafik NAVFAC DM-7 1971 didapat hasil berikut :

$$L = 21 \text{ meter}$$

$$Z = 0 \text{ meter (gaya lateral kritis berada di permukaan)}$$

$$T = 1,68 \text{ m}$$

$$Ld/T = 21 / 1,68 = 12,47$$



Gambar 9. 6 Grafik Pengaruh Lateral Load terhadap Defleksi

Didapat dari hasil membaca grafik :  $F\delta=0,92$

$$\delta_p = F \left( \frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$P = \sqrt{\frac{H_{x\max}^2 + H_{y\max}^2}{n}} = \sqrt{\frac{3.36^2 + 5.65^2}{4}}$$

$$P = 1,64 \text{ ton} = 1643.66 \text{ kg}$$

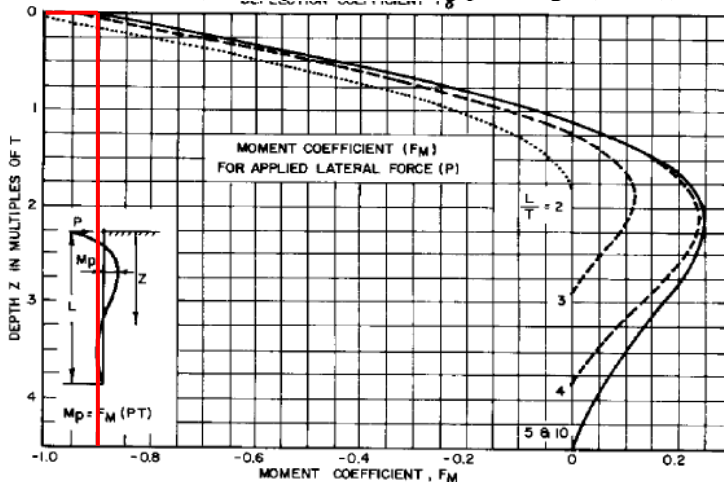
$$\delta_p = 0,92 \left( \frac{1643.66 \times 168,33^3}{338921.8 \times 510508,81} \right)$$

$$\delta_p = 0.0417 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm} \quad (\text{Aman terhadap defleksi})$$

Kontrol Momen :

Nilai momen lateral menyebabkan tiang pancang *crack* dengan persamaan :

$M_{crack} = 8.5 \text{ tm}$  (tabel spesifikasi tiang pancang / (SF=2))



Gambar 9. 7 Grafik Pengaruh Lateral Load terhadap Momen

Dari grafik maka didapatkan  $F_m = 0.90$

$M_p = F_m.(P.T)$

$$= 0,9 \times 1,643 \times 1,68$$

$$= 2,49 \text{ tm} < 20 \text{ tm} (M_{crack} \text{ dari brosur})$$

Untuk memudahkan pemesanan dan pelaksanaan maka hanya digunakan 1 variabel kedalaman yang dianggap dapat mewakili kebutuhan daya dukung tiang 1 tiang.

## 9.5 Desain Poer pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Data-data perancangan poer :

- $P_u$  = 1077.88 ton
- $P_{max}$  ( 1 tiang ) = 250,1 ton
- Jumlah tiang pancang = 6 buah

- Dimensi poer  $= 5 \times 3,2 \times 1,1 \text{ m}$
- Mutu beton ( $f_c'$ )  $= 40 \text{ MPa}$
- Mutu baja ( $f_y$ )  $= 400 \text{ MPa}$
- Diameter tulangan  $= 29 \text{ mm}$
- Selimut beton  $= 60 \text{ mm}$
- $\lambda = 1$  (beton normal)
- $\alpha_s = 20$  (kolom sudut)
- Tinggi efektif ( $d$ )  
 $d_x = 1100 - 60 - \frac{1}{2} 29 = 1027.5 \text{ mm}$   
 $d_y = 1100 - 60 - \frac{1}{2} 29 - 29 = 1002.5 \text{ mm}$

### 9.5.1 Kontrol Geser Pons

#### 1. Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke fondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Desain geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk fondasi tapak non- prategang ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan SNI 2847:2012 pasal 11.11.2.1 nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

dimana :

$\alpha_s$   $= 20$  untuk kolom sudut,  $30$  untuk kolom tepi,  $40$  untuk kolom interior

$\beta$   $=$  rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek  
 $= 5000/3200 = 1.56$

$b_o$   $=$  Keliling penampang kritis



$$\begin{aligned}
 &= 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d) \\
 &= 2 (1000 + 1027.5) + 2 (1000 + 1027.5) \\
 &= 8510 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1,56}\right) \sqrt{40} \times 8510 \times 1027.5 \\
 &= 28204055.62 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c2} &= 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\
 &= 0,083 \left(\frac{40 \times 1027.5}{8510} + 2\right) \sqrt{40} \times 8510 \times 1027.5 \\
 &= 31348410.43 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\
 &= 0,333 \times \sqrt{40} \times 8510 \times 1027.5 \\
 &= 18249683.05 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 18249683.05 N = 18249,7 kN

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 18249,7 \\
 &= 13687,26 \text{ kN} > 1077.88 \text{ ton} = 10778,8 \text{ kN (OK)}
 \end{aligned}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

## 2. Akibat Pancang

$$\begin{aligned}
 \beta &= \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\
 &= 5000/3200 = 1.56 \\
 b_o &= \text{Keliling Penampang Kritis} \\
 &= 2(0,25 \times \pi \times (600 + 1027.5))
 \end{aligned}$$

$$= 1749.47 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1,56}\right) \sqrt{40} \times 1749.47 \times 1027.5 \\ &= 4406595.52 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \left(\frac{40 \times 1027.5}{1749.47} + 2\right) \sqrt{40} \times 1749.47 \times 1027.5 \\ &= 24055508.47 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\ &= 0,333 \times \sqrt{40} \times 1749.47 \times 1027.5 \\ &= 3751745.412 \text{ N} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $3751745.41 \text{ N} = 3751,7 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 3751,7 \\ &= 2813,81 \text{ kN} > 250 \text{ ton} = 2500 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

### 9.5.2 Penulangan Poer

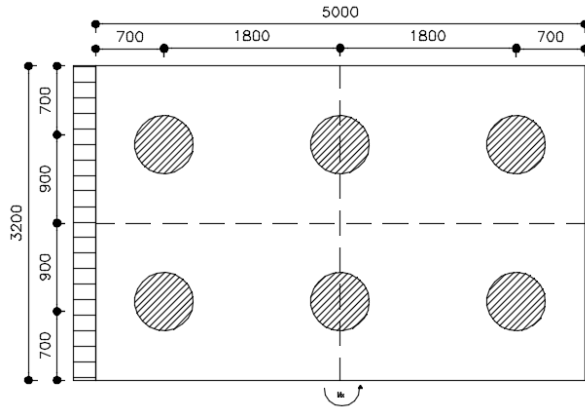
Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

### 1. Penulangan arah X

$$P_{\max} = 250 \text{ ton}$$

$$q = 3.2 \times 2.4 \times 1.1 = 8.448 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 8.448 \text{ ton/m} \times 1.2 = 10.138 \text{ ton/m}$$



Gambar 9. 8 Pembebanan Poer Arah Sumbu X

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} Mu &= P (a_1) - \frac{1}{2} q_u x. L^2 \\ &= ((2 \times 250) \times (1.8) - (\frac{1}{2} \times 10.138 \times (2.5)^2)) \\ &= 868,32 \text{ t.m} \\ &= 8683200000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$d_x = 1100 - 60 - \frac{1}{2} 29 = 1025.5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1100 - 60 - \frac{1}{2} 29 - 29 = 996.5 \text{ mm}$$

Mencari  $\rho_{\min}$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0.00395$$

Tidak lebih kecil dari

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0.0035$$

Digunakan  $\rho_{\min} = 0,00395$

Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{8683200000}{0,9 \times 5000 \times 1025^2} = 2,87$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,76} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 2,87}{400}} \right) \\ &= 0,00728 \end{aligned}$$

$$\rho > \rho_{\min} \rightarrow \rho = \rho_{\text{pakai}} = 0,00749$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00749 \times 1000 \times 1025 \\ &= 7689,213 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D29 ( $A_s = 660,51 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jumlah tulangan perlu} = \frac{7689,213}{660,51} = 12 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{12-1} = 90,9 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur D29-75 mm<sup>2</sup>

## 2. Penulangan Tekan Atas Arah X

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{2} A_{s\text{tarik}} \\ &= \frac{1}{2} \times 7689,213 = 3844,606 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D22 ( $A_s = 380,13 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jumlah tulangan perlu} = \frac{3844.606}{380.13} = 10 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{10-1} = 109,7 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur atas D22-100 mm<sup>2</sup>

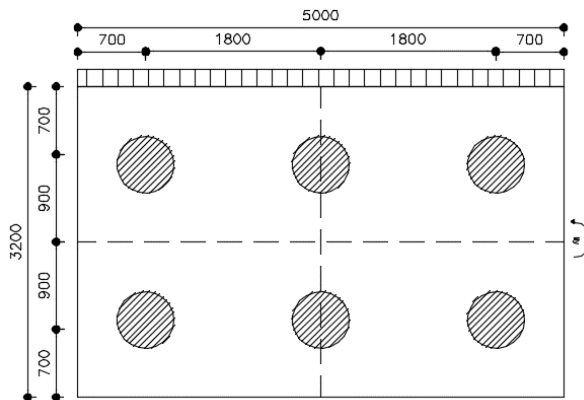
### 3. Penulangan Arah Y

$$P_{\max} = 250 \text{ ton}$$

$$P = 3 \times 250 = 750 \text{ ton}$$

$$q = 5 \times 2.4 \times 1.1 = 13.2 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 8.448 \text{ ton/m} \times 1.2 = 15.84 \text{ ton/m}$$



Gambar 9. 9 Pembebanan Poer Arah Sumbu Y

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} \mu_u &= P (a_1) - \frac{1}{2} q_u \cdot L^2 \\ &= (750 \times 0,9) - (\frac{1}{2} \times 15.84 \times (1,6)^2) \\ &= 654.72 \text{ t.m} \\ &= 6547248000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$d_x = 1100 - 60 - \frac{1}{2} 29 = 1025.5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1100 - 60 - \frac{1}{2} 29 - 29 = 996.5 \text{ mm}$$

Mencari  $\rho_{\min}$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0.00395$$

Tidak lebih kecil dari

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0.0035$$

Digunakan  $\rho_{\min} = 0,00395$

Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{6547248000}{0,9 \times 5000 \times 1025^2} = 2.289$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,76} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 2.289}{400}} \right) \\ &= 0.00593 \end{aligned}$$

$$\rho > \rho_{\min} \rightarrow \rho = \rho_{\text{pakai}} = 0,00593$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00593 \times 1000 \times 996.5 \\ &= 5909.48 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D29 ( $A_s = 660.51 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jumlah tulangan perlu} = \frac{5909.48}{660.51} = 9 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{9-8} = 125 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur D29-125 mm<sup>2</sup>

#### 4. Penulangan Tekan Atas Arah Y

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{2} A_{s\text{tarik}} \\ &= \frac{1}{2} \times 5909.48 = 2954.74 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D22 ( $A_s = 380,13 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jumlah tulangan perlu} = \frac{2954.74}{380.13} = 8 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{8-1} = 142 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur atas D22-125 mm<sup>2</sup>

Dengan menggunakan cara yang sama, maka untuk perhitungan dimensi serta penulangan pilecap selanjutnya disajikan dalam bentuk

Tabel 9. 7 Penulangan Pilecap

Jenis	Dimensi	n tiang	Arah -X		Arah -Y	
			Bawah	Atas	Bawah	Atas
PC1	3200×3200	4	D29-125	D22-125	D29-125	D22-125
PC2	3950×3950	5	D29-100	D22-125	D29-100	D22-125
PC3	3200×5000	6	D29-75	D22-100	D29-100	D22-125

#### 9.6 Desain Sloof Fondasi

Struktur sloof digunakan untuk membuat penurunan secara bersamaan pada fondasi atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar fondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof

sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Dimensi sloof:

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

Mutu bahan:

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan utama} = \text{D19}$$

$$\text{Tulangan Sengkang} = \text{D10}$$

$$d = 600 - (40 + 10 + \frac{1}{2} 19)$$

$$= 540.5 \text{ mm}$$

$$\text{Gaya Aksial Kolom} = 10778.8 \text{ kN}$$

$$\text{Pu Sloof} = 10\% \times 10778.8$$

$$= 1077.88 \text{ kN} = 1077880 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara poer harus diproporsikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450

$$\frac{L}{20} = \frac{8500}{20} = 425 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 450 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria desain.

### **Penulangan Lentur Sloof**

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur



sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangan pada kolom. Adapun beban sloof adalah

Konstruksi Sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847: 2013 Pasal 8.3.3., sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini :

$$q_d = 0,45 \times 0,60 \times 2400 = 648 \text{ kg/m}$$

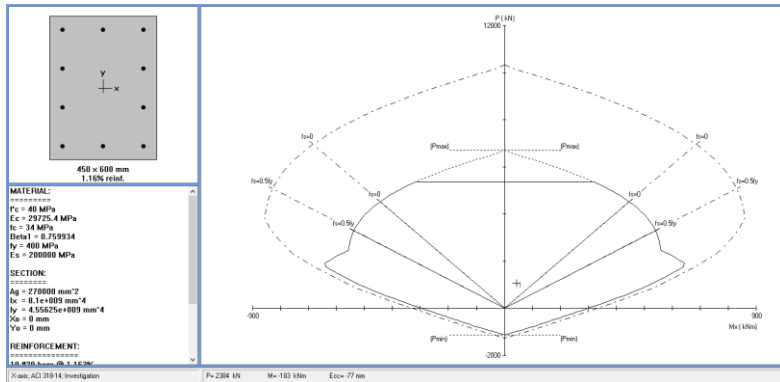
$$q_u = 1,2 \times 648 = 777,6 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_{u_{\text{tumpuan}}} &= \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 777,76 \times 8,5^2 = 4147,2 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

- |                               |                         |
|-------------------------------|-------------------------|
| • 2 x selimut beton( c= 40mm) | = 2 x 40 = 80 mm        |
| • 2 x sengkang ( D10)         | = 2 x 10 = 20 mm        |
| • 3 x D22/19                  | = 3 x 19 = 57 mm        |
| • 2 x jarak antara 25 mm      | <u>= 2 x 25 = 50 mm</u> |
| Total                         | = 207 mm                |

Total lebar < lebar balok 450 mm masih cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.



Gambar 9. 10 Output spColumn untuk balok sloof

### Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} q_u \times L = \frac{1}{2} \times 777,76 \times 8,5$$

$$V_u = 3110,4 \text{ kg} = 31104 \text{ N}$$

$$d' = 600 - (40 + 10 + \frac{1}{2} \times 19) = 540.5 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{b_w \times d \times \sqrt{f_c}}{6} = \frac{400 \times 540,5 \times \sqrt{40}}{6}$$

$$V_c = 256381.66 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 256381.66 = 192286.25 \text{ N}$$

$$V_u \leq \frac{1}{2} \phi V_c \text{ (Maka tulangan geser tidak diperlukan)}$$

Maka dipasang tulangan geser minimum

$$S_{maks} = d/2 \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

$$A_{v_{min}} = \frac{b_w \times s}{3 \times f_y} = \frac{400 \times 250}{3 \times 400} = 83,33 \text{ mm}^2$$

Dipasang sengkang 2D10 – 250 mm

## 9.7 Desain Pelat Dasar Basement

Pada pelat ddasar basement terdapat 2 kondisi maksimum yang terjadi yaitu pada saat musim hujan terjadi dan tidak ada kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu gaya *uplift* akibat air serta pada saat musim kemarau yang menyebabkan muka air tanah dibawah elevasi basement serta terdapat kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu akibat beban parkir kendaraan. Berikut adalah data-data desain pelat dasar basement :

Tebal pelat	= 250 mm
Selimut beton	= 70 mm
Ly	= 7.95 m
Lx	= 3.5 m
$\beta$	= 2.3
Mutu Beton	= 35 Mpa
Mutu Tulangan	= 400 Mpa
Elevasi Muka Air Tanah	=- 2 m
Berat Jenis Air	= 9,81 kN/m <sup>3</sup>

### 9.7.1 Akibat Gaya Uplift

Dari data tersebut, dapat dihitung gaya uplift yang bekerja dengan sebagai berikut :

$$Q_{\text{air}} = h_{\text{air}} \times \text{berat jenis air} = (4-2) \times 9,81 \text{ kN}$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan q air = 19,62 kN/m<sup>2</sup>.

Nilai q air tersebut akan menjadi beban uplift pada pelat basement itu sendiri.

### 9.7.2 Akibat Beban Parkir Basement

Perhitungan gaya uplift yang bekerja pada basement  
Pembebanan Pelat Tangga

- **Beban Mati (DL)**

$$\text{Berat Sendiri} = 0,25 \times 23,6 = 5,9 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spesi 2 cm} = \underline{1,1 \text{ kN/m}^2}$$

$$qD = \underline{7,0 \text{ kN/m}^2}$$

- **Beban Hidup (L)**

$$\text{Beban untuk parkir lantai dasar} = \underline{11,97 \text{ kN/m}^2}$$

$$qL = \underline{11,97 \text{ kN/m}^2}$$

- **Kombinasi Pembebanan**

$$\begin{aligned}
 Qu &= 1,2 qD + 1,6 qL \\
 &= (1,2 \times 7,0) + (1,6 \times 11,97) \\
 &= 27,552 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

### 9.7.3 Perhitungan Tulangan Pelat Lantai

Dalam perhitungan tulangan pelat lantai, kombinasi pembebanan yang digunakan adalah beban akibat parkir basement karena lebih besar dibandingkan akibat gaya *uplift*.

Pelat di asumsikan dengan ke empat tumpuannya merupakan terjepit penuh. Pada perhitungan manual ini akan diambil contoh perhitungan luasan pelat :

$$Lx = 8500 \text{ mm}$$

$$Ly = 6000 \text{ mm}$$

$$\text{maka nilai, } Ly/Lx = 8500 / 6000 = 1,416$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$X_1 = 42$$

$$X_3 = 72$$

$$X_2 = 18$$

$$X_4 = 55$$

$$M_{lx} = + 0,001 \cdot Qu_{\text{lantai}} \cdot Lx^2 \cdot X_1 = 42.006 \text{ kNm}$$

$$M_{ly} = + 0,001 \cdot Qu_{\text{lantai}} \cdot Lx^2 \cdot X_2 = 17.705 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = - 0,001 \cdot Qu_{\text{lantai}} \cdot Lx^2 \cdot X_3 = -71.712 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = - 0,001 \cdot Qu_{\text{lantai}} \cdot Lx^2 \cdot X_4 = -54.503 \text{ kNm}$$

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal diambil momen pada tumpuan arah x-x sebagai berikut:

$$M_{tx} = -71.712 \text{ kNm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (35 - 28)}{7} = 0,8$$

$$dx = 250 - 70 - (0,5 \times 10) = 175 \text{ mm}$$

$$dy = 250 - 70 - 10 - (0.5 \times 13) = 163,5 \text{ mm}$$

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik  $\phi=0.9$ ) (SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{71.712 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 163,5^2} = 2,98$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen ( $a$ ), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga:

$$a = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f_c'}} \right) d = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,98}{0,85 \times 35}} \right) 163,5 = 17,29$$

Luas Tulangan Perlu ( $A_s$ )

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \times 35 \times 17,29 \times 1000}{400} = 1285,9$$

Cek Kondisi Penampang (SNI 2847 2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{17,29}{0,8} = 21,6125$$

$c/d = 21,6125 / 163,5 = 0.132 < 0.375$  (Asumsi awal benar, penampang terkontrol tarik)

Cek Syarat Min Tulangan (SNI 2847 2013 Ps. 7.12.2.1)

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{1285,9}{1000 \times 163,5} = 0,00786$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018 \times \frac{420}{400} = 0,00189$$

$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$ , Maka rasio tulangan yang digunakan adalah rasio perlu

Kontrol Jarak Spasi Tulangan Jarak tulangan Utama

Jarak tulangan yang diperlukan :

$$s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} = \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{1285,9} = 103,22 \text{ mm}$$

Jarak tulangan maksimum (SNI 2847 2013 Ps.10.5.4)

$$S_{\max} \leq 2 \times h \leq 2 \times 120 = 240 \text{ mm}$$

Maka penulangan arah x dapat dipasang tulangan D13 – 100 mm ( $A_s = 1460,05 \text{ mm}^2$ )

Penulangan Arah Y-Y

$$M_{ty} = -54.503 \text{ kNm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f'_c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (35 - 28)}{7} = 0,8$$

$$d_y = 250 - 70 - 10 - (0,5 \times 13) = 163,5 \text{ mm}$$

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik  $\phi = 0,9$ ) (SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{54.503 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 163,5^2} = 2,22$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen ( $a$ ), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga:

$$a = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'_c}} \right) d = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,22}{0,85 \times 35}} \right) 163,5 = 12,81$$

Luas Tulangan Perlu ( $A_s$ )

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \times 35 \times 12,81 \times 1000}{400} = 952,7$$

Cek Kondisi Penampang (SNI 2847 2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12,81}{0,8} = 16,0125$$

$c/dt = 16,0125 / 163,5 = 0,097 < 0,375$  (Asumsi awal benar, penampang terkontrol tarik)

Cek Syarat Min Tulangan (SNI 2847 2013 Ps.7.12.2.1)

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{952,7}{1000 \times 163,5} = 0,0057$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018 \times \frac{420}{400} = 0,00189$$

$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$ , Maka rasio tulangan yang digunakan adalah rasio perlu

Kontrol Jarak Spasi Tulangan Jarak tulangan Utama

Jarak tulangan yang diperlukan :

$$s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} = \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{952,7} = 139,32 \text{ mm}$$

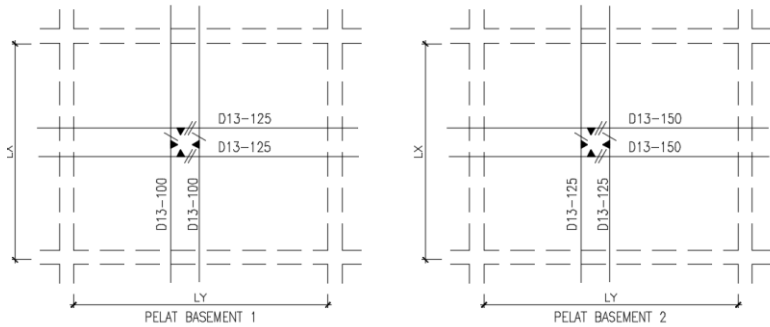
Jarak tulangan maksimum (SNI 2847 2013 Ps.10.5.4)

$$S_{\text{max}} \leq 2 \times h \leq 2 \times 120 = 240 \text{ mm}$$

Maka penulangan arah x-x dapat dipasang tulangan D13 – 125 mm ( $A_s = 1194,59 \text{ mm}^2$ )

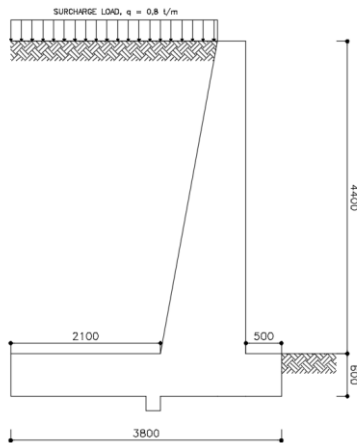
Tabel 9. 8 Rekapitulasi Penulangan Pelat

Ly	Lx	Penulangan	
		Arah X	Arah Y
8500	7000	D13-100	D13-125
7000	6000	D13-125	D13-150



Gambar 9. 11 Penulangan Pelat Basement

### 9.8 Dinding Penahan Tanah



Gambar 9. 12 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah harus didesain dengan tepat, sehingga harus diketahui gaya horizontal yang bekerja (tekanan tanah aktif dan pasif) antar konstruksi penahan dengan masa tanah yang ditahan. Pada desain tugas akhir ini, direncanakan dengan kondisi muka air tertinggi dengan adanya *surcharge load* beban kendaraan sebesar  $q = 0,8 \text{ t/m}^2$ . Data Perencanaan dinding penahan tanah sebagai berikut :



$$\begin{aligned}
 \gamma_{\text{sat}} &= 1,642 \text{ t/m} \\
 \gamma_{\text{air}} &= 1,0 \text{ t/m} \\
 \gamma' &= 0,642 \text{ t/m} \\
 \theta &= 0^\circ \\
 c' &= 0,041 \\
 q &= 0,8 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

### Tekanan Tanah Aktif

$$\sigma_v'(0) = \gamma' \times h + q = 0,8 \text{ t/m}$$

$$\sigma_v'(-5) = \sigma_v'(0) + \gamma' \times h = 0,8 + 0,642 \times 5 = 4,01 \text{ t/m}$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \theta/2) = \tan^2(45^\circ - 0/2) = 1$$

$$\sigma_h'(0) = (\sigma_v' \times K_a) - (2c\sqrt{K_a})$$

$$\sigma_h'(0) = 0,8 - (2 \times 0,041 \times \sqrt{1}) = 0,718 \text{ t/m}$$

$$\sigma_h'_{\text{total}}(0) = \sigma_h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0,718 \text{ t/m}$$

$$\sigma_h'(-5) = (\sigma_v' \times K_a) - (2c\sqrt{K_a})$$

$$\sigma_h'(-5) = 4,01 \times 1 - (2 \times 0,041 \times \sqrt{1}) = 3,928 \text{ t/m}$$

$$\sigma_h'_{\text{total}}(-5) = \sigma_h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 3,928 + 5 = 8,928 \text{ t/m}$$

### Tekanan Tanah Pasif

$$\sigma_v'(0) = \gamma' \times h = 0,642 \times 0 = 0 \text{ t/m}$$

$$\sigma_v'(-0,6) = \gamma' \times h = 0,642 \times 0,6 = 0,39 \text{ t/m}$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \theta/2) = \tan^2(45^\circ + 0/2) = 1$$

$$\sigma_h'(0) = (\sigma_v' \times K_p) + (2c\sqrt{K_p})$$

$$\sigma_h'(0) = 0 + (2 \times 0,041 \times \sqrt{1}) = 0,082 \text{ t/m}$$

$$\sigma_h'_{\text{total}}(0) = \sigma_h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0,082 \text{ t/m}$$

$$\sigma_h'(-0,6) = (\sigma_v' \times K_p) + (2c\sqrt{K_p})$$

$$\sigma_h'(-0,6) = 0,39 \times 0,6 + (2 \times 0,041 \times \sqrt{1}) = 0,4672 \text{ t/m}$$

$$\sigma_h'_{\text{total}}(-0,6) = \sigma_h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0,4672 + 0,6 = 1,4672 \text{ t/m}$$

Dinding penahan tanah didesain dengan dimensi seperti gambar dan harus mampu menahan geser dan momen guling

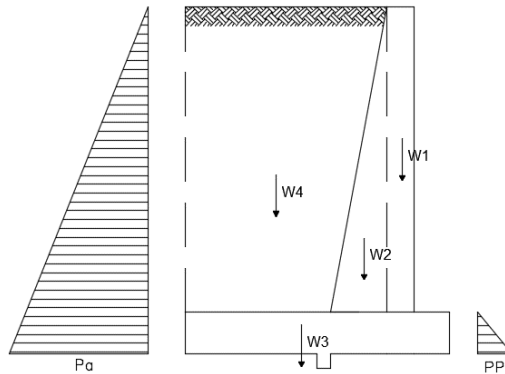
### Kontrol Guling

Akibat Tekanan Tanah Aktif

$$P_a = \frac{1}{2} \times \sigma h' \times h = \frac{1}{2} \times 8,928 \times 5 = 22,320 \text{ t}$$

$$M_o = \frac{1}{3} \times h \times P_a = \frac{1}{3} \times 5 \times 22,320 = 37,2 \text{ tm}$$

Akibat berat penahan tanah dan tanah



Gambar 9. 13 Sketsa Behan Dinding Penahan Tanah

Tabel 9. 9 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah

Berat (ton)	Jarak (m)	Momen (ton-m)
$W_1 = 2,4 \times 0,4 \times 4,4 = 4,224$	0.70	2.957
$W_2 = 2,4 \times 0,5 \times 4,4 \times 0,8 = 4,224$	1.43	6.054
$W_3 = 2,4 \times 0,6 \times 3,8 = 5,472$	1.90	10.397
$W_4 = 1,642 \times (2,9+2,1) \times 0,5 \times 4,4 = 15,533$	2.48	44.854
<b>Total = 31.982</b>		<b>64,26</b>

$$\text{Titik berat dinding (Xw)} = M_w / W = 64,26 / 31.982 = 2,05 \text{ m}$$

$$FS_{\text{guling}} = \frac{Mr}{Mo} = \frac{W(L-X_w)}{37,2} = \frac{31,982(3,8-2,05)}{37,2} = 1,54$$

$$FS_{\text{guling}} = 1,54 \geq 1,5 \text{ (OK)}$$

### Kontrol Geser

Akibat Tekanan Aktif Tanah

$$Pa = \frac{1}{2} \times \sigma h' \times h = \frac{1}{2} \times 8,928 \times 5 = 22,32 \text{ t}$$

Akibat Berat Penahan Tanah dan Tanah

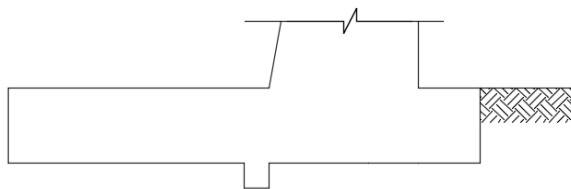
$$W_{\text{beton}} = 31,982 \text{ ton}$$

$$Pp = \frac{1}{2} \times \sigma h' \times h = \frac{1}{2} \times (0,082 + 1,07) \times 0,60 = 0,34 \text{ t}$$

$$FS_{\text{geser}} = \frac{W_{\text{beton}} \times \tan 30}{Pa - Pp} = \frac{31,982 \times \tan 0}{22,32 - 0,174} = \frac{31,982}{22,32}$$

$$FS_{\text{geser}} = 1,45 \geq 1,5 \text{ (NOT OK)}$$

Sehingga diperlukan penambahan kekuatan pada struktur dinding penahan. Penambahan kekuatan dapat dilakukan dengan menambah gaya pasif pada tanah dengan memasang *Shearkey*. Nilai  $Pp$  yang diperlukan adalah  $(1,5 \times 31,982) - 21,975 = 0,981 \text{ t}$ . Direncanakan dimensi *Shearkey* 0,2x0,2 m pada 1,4 m dari toe.



Gambar 9. 14 *Shearkey*

$$h_2 = 0,2 + 0,6 + 1,4 \tan 0^\circ = 2,2 \text{ m}$$

$$\sigma v' (h_2) = \gamma' \times h = 0,642 \times 2,2 = 1,412 \text{ t/m}$$

$$\sigma h' (h_2) = (\sigma v' \times Kp) + (2c\sqrt{Kp})$$

$$\sigma h' (h_2) = 1,412 \times 1 + (2 \times 0,041 \times \sqrt{1}) = 1,494 \text{ t/m}$$

$$\sigma h'_{\text{total}} (h_2) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 1,494 + 2,2 = 3,694 \text{ t/m}$$

$$Pp = \frac{1}{2} \times \sigma h' \times h = \frac{1}{2} \times (1,07 + 3,69) \times (0,2 + 1,4)$$

$$= 3,809 \text{ t}$$

$$FS_{\text{geser}} = \frac{W_{\text{beton}} \times \tan 30}{Pa - Pp} = \frac{31,982 \times \tan 0}{22,32 - 3,809} = \frac{31,982}{18,16}$$

$$FS_{\text{geser}} = 1,761 \geq 1,5 \text{ (OK)}$$

### Penulangan Dinding Penahan Tanah

#### Penulangan pada *toe* dan *heel* dinding penahan

$$\begin{aligned} Mu &= 1,6 \times Mo = 1,6 \times 37,2 \text{ tm} \\ &= 59520000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal pelat} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Decking} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu Beton} = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu tulangan} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter Tulangan} = 19 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (35 - 28)}{7} = 0,80$$

$$\begin{aligned} d_x &= \text{tebal pelat} - \text{decking} - 0,5 \text{ diameter tulangan} \\ &= 600 - 50 - (0,5 \times 19) = 540,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_n}{\phi bd^2} = \frac{59520000}{0,9 \times 1000 \times 540,5^2} = 0,226 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,226}{400}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0006$$

#### Cek Syarat Min Tulangan

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0034$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{400} = 0,0037$$

Karena  $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\min}$ , maka digunakan  $\rho_{\min} = 0,0037$  untuk menentukan kebutuhan tulangan

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 1000 \times 540,5 = 1998,52 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{s\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{1998,52} = 141,8 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan D19-125 mm

### **Penulangan pada *stem* dinding penahan**

$$\begin{aligned} M_u &= 1,6 \times M_o = 1,6 \times 37,2 \text{ tm} \\ &= 59520000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal pelat} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Decking} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu Beton} = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu tulangan} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter Tulangan} = 13 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (35 - 28)}{7} = 0,80$$

$$\begin{aligned} d_x &= \text{tebal pelat} - \text{decking} - 0,5 \text{ diameter tulangan} \\ &= 400 - 50 - (0,5 \times 13) = 343,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{M_n}{\phi b d^2} = \frac{59520000}{0,9 \times 1000 \times 343,5^2} = 0,560 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,56}{400}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0014$$

## Cek Syarat Min Tulangan

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0034$$

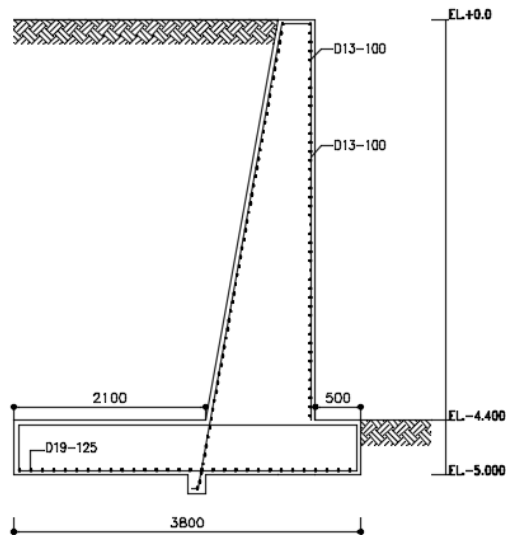
$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{400} = 0,0037$$

Karena  $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\min}$ , maka digunakan  $\rho_{\min} = 0,0037$  untuk menentukan kebutuhan tulangan

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 1000 \times 343,5 = 1270 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{1270} = 104,5 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan D13-100 mm



Gambar 9. 15 Penulangan Dinding Penahan Tanah

## BAB X

### KESIMPULAN

#### 10.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan struktur yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir ini, maka disimpulkan beberapa data sebagai berikut :

1. Dalam desain berdasarkan *Performance Based Design* (PBD) dengan menggunakan pendekatan *Direct Displacement Based Design* (DDBD) pada level kinerja rencana *Life Safety* didapat nilai *base shear* sebesar 6695.71 kN untuk arah x-x dan 9234.27 kN untuk arah y-y. Berikut adalah dimensi hasil analisa struktur pendetailan tulangan berdasarkan SNI 2847:2013 :

- Mutu Beton (Kolom, SW) : 45 Mpa
- Mutu Beton (Plat, Balok) : 35 Mpa
- Mutu Baja Ulir : 400 Mpa
- Tebal Pelat Lantai : 12 cm
- Tebal Pelat Atap : 12 cm
- Dimensi Kolom (K1) : 100 × 100 cm
- Dimensi Kolom (K2) : 90 × 90 cm
- Dimensi Kolom (K3) : 80 × 80 cm
- Dimensi B1 (Balok Primer) : 50 × 75 cm
- Dimensi B2 (Balok Sekunder) : 40 × 60 cm
- Dimensi B3 (Balok Primer) : 50 × 75 cm
- Dimensi B4 (Balok Primer) : 40 × 60 cm
- Dimensi B5 (Balok Sekunder) : 50 × 30 cm
- Dimensi B6 (Balok Sekunder) : 45 × 30 cm
- Tebal Shearwall : 40 cm
- Pondasi Spun Pile (D=60cm) : Kedalaman -21m
- Dimensi Pilecap 1 (PC1) : 320 cm × 320 cm
- Dimensi Pilecap 2 (PC2) : 395 cm × 395 cm
- Dimensi Pilecap 3 (PC3) : 320 cm × 500 cm
- Tebal Pelat Basement : 25 cm
- Dimensi Sloof : 45 × 60 cm

2. Nilai target displacement maksimum rencana dengan pendekatan metode DDBD adalah 0,773 m untuk arah y-y dan 0,682 arah x-x pada level kinerja rencana *Life Safety*.
3. Nilai target displacement hasil *pushover analysis* dengan dievaluasi berdasarkan peraturan FEMA 356 dan FEMA 440 berturut-turut adalah 0.531, 0.471 untuk arah x-x dan 0.613, 0.681. Sedangkan desain displacement metode DDBD adalah 0.682 m untuk arah x-x dan 0.773 untuk arah y-y hal ini menunjukkan target displacement hasil hampir mendekati desain.
4. Level kinerja bangunan sesuai metode FEMA 356 dan FEMA 440 berturut-turut adalah *Immediate Occupancy* (0.0091), *Immediate Occupancy* (0.0082). Hal ini menunjukkan bahwa level kinerja rencana bangunan yang didesain (*Life Safety*) masih belum terlampaui.

## 10.2 Saran

1. Perlu adanya studi kasus untuk menggambarkan perbedaan level kinerja rencana maupun hasil pada ketinggian gedung yang bervariasi guna mengetahui efektifitas desain PBD dengan pendekatan DDBD
2. Perlunya pemahaman parameter yang terdapat pada ETABS non-linear, serta referensi yang valid mengenai analisis *statik non-linier pushover* agar dihasilkan output yang sesuai dengan yang diharapkan.
3. Perlunya melakukan pendefinisian lebih mendetail untuk sambungan (*joint*), serta *hinge properties* dengan memasukkan *moment curvature* pada program bantu agar memperoleh hasil yang lebih valid.
4. Perencanaan dengan pendekatan DDBD merupakan pendekatan perilaku *non-linier* struktur terhadap respon gempa *time history*, maka untuk pengembangan kedepan perlu dilakukan analisa dengan *Non-Linier Time History Analysis* pada gedung rencana sehingga hasil dari analisa tadi dapat dibandingkan dengan rencana awal maupun hasil dari analisa *pushover*.



## DAFTAR PUSTAKA

- Adhikari, R. K., Wijeyewickrema, A. C. 2015. "Optimum Degree of Coupling for Coupled Walls". **Journal of Earthquake Engineering**, V1.
- ASCE 7-10. 2010. **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**. Virginia : American Society of Civil Engineers
- ATC 40. 1996. **Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Volume 1**. California: Applied Technology Council.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 1726:2012)**. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013)**. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013)**. Jakarta: BSN.
- Bowles, Joseph E. 1988. **Analisis dan Desain Pondasi Edisi Keempat Jilid 2**. Jakarta : Erlangga.
- Computers and Structures, Inc. 1999. **Etabs User's Manual-Three Dimensional Analysis and Design of Building System. First Edition**. California: Computers and Structures Inc.
- Dewobroto, Wiryanto. 2005. **Evaluasi Kinerja Struktur Tahan Gempa dengan Analisa Pushover**. Tangerang : Universitas Pelita Harapan.

- Ertanto, B. C., Satyarno, I., dan Suhendro, B. 2017. "Performance Based Design Bangunan Gedung Untuk Level Kinerja Operasional". **INERSIA**, Vol. XIII, 189-204
- FEMA 273. 1997. **NEHRP Guidelines For The Seismic Rehabilitation of Buildings**. Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 356. 2000. **Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation of Buildings**. Wasington, D.C: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 440. 2005. **Improvement of Nonlinear Static Seismic Anaysis Procedures**. Wasington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- Priestley, M.J.N., G.M. Calvi, dan M.J. Kowalsky. 2007. **Displacement-Based Seismic Design of Structures**. Pravia : IUSS Press.
- Sullivan T.J., M.J.N Priestley, dan G.M. Calvi. 2006 . "Direct Displacement Based Design of Frame-Wall Structures". **Jurnal of Earthquake Engineering**, V.10,91-124.
- Tavio dan Usman Wijaya.2018. **Desain Rekayasa Gempa Bebasis Kinerja (*Performance Based Design*)**. Yogyakarta : Andi.
- Wahyudi, Herman.. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam**.Surabaya: Penerbit ITS

## **LAMPIRAN**

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

Lampiran A.1 Rekapitulasi Penulangan Penulangan Pelat

Pelat	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>		Mu	Mn	Rn	ρ pakai	As	D	S	As	δ <sub>tot</sub>	L <sub>x</sub> / 360	CEK
<b>S01</b>	2.55	4.60	C <sub>tx</sub> = 81	4.924	5.471	0.606	0.00180	171	10	200	393	0.95	7.083	(OK)
	2.55	4.60	C <sub>ty</sub> = 54	3.282	3.647	0.404	0.00180	171	10	200	393	0.95	7.083	(OK)
	2.55	4.60	C <sub>lx</sub> = 53	3.222	3.580	0.397	0.00180	171	10	400	196	0.95	7.083	(OK)
	2.55	4.60	C <sub>ly</sub> = 15	0.912	1.013	0.112	0.00180	171	10	400	196	0.95	7.083	(OK)
<b>S02</b>	2.55	3.15	C <sub>tx</sub> = 65	3.939	4.377	0.485	0.00180	171	10	200	393	0.95	7.083	(OK)
	2.55	3.15	C <sub>ty</sub> = 54	3.295	3.661	0.406	0.00180	171	10	200	393	0.95	7.083	(OK)
	2.55	3.15	C <sub>lx</sub> = 36	2.164	2.404	0.266	0.00180	171	10	400	196	0.95	7.083	(OK)
	2.55	3.15	C <sub>ly</sub> = 21	1.289	1.432	0.159	0.00180	171	10	400	196	0.95	7.083	(OK)
<b>S03</b>	2.55	8.05	C <sub>tx</sub> = 83	5.045	5.606	0.621	0.00180	171	10	200	393	0.95	7.083	(OK)
	2.55	8.05	C <sub>ty</sub> = 49	2.978	3.309	0.367	0.00180	171	10	200	393	0.95	7.083	(OK)
	2.55	8.05	C <sub>lx</sub> = 65	3.951	4.390	0.486	0.00180	171	10	400	196	0.95	7.083	(OK)
	2.55	8.05	C <sub>ly</sub> = 14	0.851	0.946	0.105	0.00180	171	10	400	196	0.95	7.083	(OK)
<b>S04</b>	3.05	5.50	C <sub>tx</sub> = 81	7.044	7.826	0.867	0.0022	209	10	200	393	1.94	8.472	(OK)
	3.05	5.50	C <sub>ty</sub> = 54	4.696	5.218	0.578	0.00180	171	10	200	393	1.94	8.472	(OK)
	3.05	5.50	C <sub>lx</sub> = 53	4.609	5.121	0.567	0.00180	171	10	400	196	1.94	8.472	(OK)
	3.05	5.50	C <sub>ly</sub> = 15	1.304	1.449	0.161	0.00180	171	10	400	196	1.94	8.472	(OK)

Lanjutan ....

Pelat	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>		Mu	Mn	Rn	ρ pakai	As	D	S	As	δ <sub>tot</sub>	L <sub>x</sub> / 360	CEK
<b>S05</b>	2.55	6.50	C <sub>tx</sub> = 83	5.045	5.606	0.621	0.00180	171	10	200	393	0.95	7.083	(OK)
	2.55	6.50	C <sub>ty</sub> = 51	3.088	3.431	0.380	0.00180	171	10	200	393	0.95	7.083	(OK)
	2.55	6.50	C <sub>lx</sub> = 62	3.787	4.208	0.466	0.00180	171	10	400	196	0.95	7.083	(OK)
	2.55	6.50	C <sub>ly</sub> = 14	0.851	0.946	0.105	0.00180	171	10	400	196	0.95	7.083	(OK)
<b>S06</b>	1.55	2.50	C <sub>tx</sub> = 78	1.755	1.950	0.216	0.00180	171	10	200	393	0.13	6.944	(OK)
	1.55	2.50	C <sub>ty</sub> = 54	1.213	1.348	0.149	0.00180	171	10	200	393	0.13	4.306	(OK)
	1.55	2.50	C <sub>lx</sub> = 49	1.105	1.228	0.136	0.00180	171	10	400	196	0.13	4.306	(OK)
	1.55	2.50	C <sub>ly</sub> = 15	0.337	0.374	0.041	0.00180	171	10	400	196	0.13	4.306	(OK)
<b>S07</b>	2.60	6.50	C <sub>tx</sub> = 83	5.245	5.828	0.646	0.00180	171	10	200	393	1.03	7.222	(OK)
	2.60	6.50	C <sub>ty</sub> = 51	3.223	3.581	0.397	0.00180	171	10	200	393	1.03	7.222	(OK)
	2.60	6.50	C <sub>lx</sub> = 62	3.918	4.353	0.482	0.00180	171	10	400	196	1.03	7.222	(OK)
	2.60	6.50	C <sub>ly</sub> = 14	0.885	0.983	0.109	0.00180	171	10	400	196	1.03	7.222	(OK)

Lampiran A.1.1 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Segmen	Depth	N1	$\gamma_m$	$p_o$	N2	2N1	K N2	Ni	Cli	cli*A <sub>si</sub>	$\bar{H}$	Cn	Pult (ton)	Pijin (ton)
1	0.5	0	1.6	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	14.3	571.4	161.6	53.9
	1	0	1.6	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.9	637.5	180.2	60.1
2	1.5	5	1.6	0.9	14.7	10.0	10.0	5.0	2.5	4.7	16.7	669.5	194.0	64.7
	2	7.5	1.6	1.2	20.3	15.0	15.0	7.5	3.8	11.8	17.0	680.2	204.1	68.0
3	2.5	10	1.6	1.5	25.0	20.0	20.0	15.0	7.5	25.9	16.9	677.0	217.3	72.4
	3	12.5	1.6	1.8	29.1	25.0	25.0	20.0	10.0	44.8	16.9	674.9	235.6	78.5
4	3.5	15	1.6	2.1	32.6	30.0	30.0	25.0	12.5	68.3	16.8	673.5	258.8	86.3
	4	13.8	1.8	2.5	27.5	27.5	27.5	26.3	13.1	93.1	16.8	672.7	283.3	94.4
5	4.5	12.5	1.8	2.9	23.1	25.0	23.1	26.6	13.3	118.1	16.8	672.3	308.2	102.7
	5	11.3	1.8	3.3	19.4	22.5	19.4	23.4	11.7	140.2	16.8	672.2	330.3	110.1
6	5.5	10	1.8	3.7	16.1	20.0	16.1	19.6	9.8	158.7	16.8	672.3	348.8	116.3
	6	10.8	1.8	4.1	16.3	21.5	16.3	17.8	8.9	175.5	17.8	712.2	376.9	125.6
7	6.5	11.5	1.8	4.5	16.4	23.0	16.4	16.3	8.1	190.9	18.8	752.2	403.6	134.5
	7	12.3	1.8	4.9	16.6	24.5	16.6	16.4	8.2	206.4	19.2	767.7	423.4	141.1

Lanjutan ....

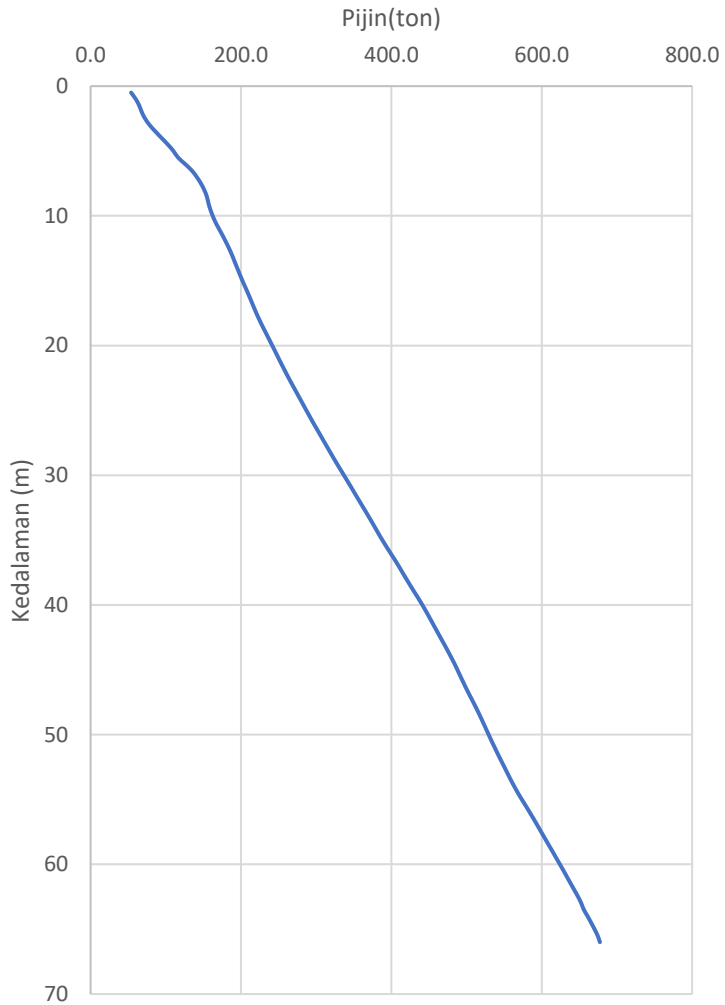
Segmen	Depth	N1	$\gamma_m$	po	N2	2N1	K N2	Ni	Cli	cli*A <sub>si</sub>	Ŷ	Cn	Pult (ton)	Pijin (ton)
9	8	13.8	1.8	5.7	16.8	27.5	16.8	16.7	8.3	237.7	19.1	762.8	453.3	151.1
	8.5	14.5	1.8	6.1	16.9	29.0	16.9	16.8	8.4	253.5	18.6	743.0	463.5	154.5
	9	15.3	1.8	6.5	16.9	30.5	16.9	16.9	8.4	269.3	17.7	709.4	469.9	156.6
10	9.5	16	1.8	6.9	17.0	32.0	17.0	16.9	8.5	285.3	17.0	679.6	477.5	159.2
	10	16.3	1.8	7.3	16.6	32.5	16.6	16.8	8.4	301.1	16.5	658.0	487.2	162.4
11	10.5	16.5	1.8	7.7	16.4	33.0	16.4	16.7	8.2	316.6	16.1	643.3	498.5	166.2
	11	16.8	1.8	8.1	16.5	33.5	16.5	16.5	8.3	332.1	15.9	637.1	512.3	170.8
12	11.5	17	1.8	8.5	16.6	34.0	16.6	16.5	8.3	347.8	15.8	631.3	526.3	175.4
	12	16.3	1.8	8.9	15.7	32.5	15.7	16.1	7.9	362.6	15.6	626.0	539.5	179.8
13	12.5	15.5	1.8	9.3	14.8	31.0	14.8	15.7	7.4	376.5	15.5	621.1	552.1	184.0
	13	14.8	1.8	9.7	14.0	29.5	14.0	14.8	7.0	389.7	15.4	615.1	563.6	187.9
14	13.5	14	1.8	10.1	13.1	28.0	13.1	14.0	6.6	402.1	15.2	608.1	574.0	191.3
	14	14.5	1.8	10.5	13.5	29.0	13.5	13.7	6.7	414.8	15.0	600.0	584.5	194.8
15	14.5	15	1.8	10.9	13.8	30.0	13.8	13.5	6.9	427.9	14.8	591.0	594.9	198.3
	15	15.5	1.8	11.3	14.2	31.0	14.2	13.8	7.1	441.2	14.5	582.0	605.7	201.9
16	15.5	16	1.8	11.7	14.5	32.0	14.5	14.2	7.2	454.8	14.4	574.3	617.2	205.7





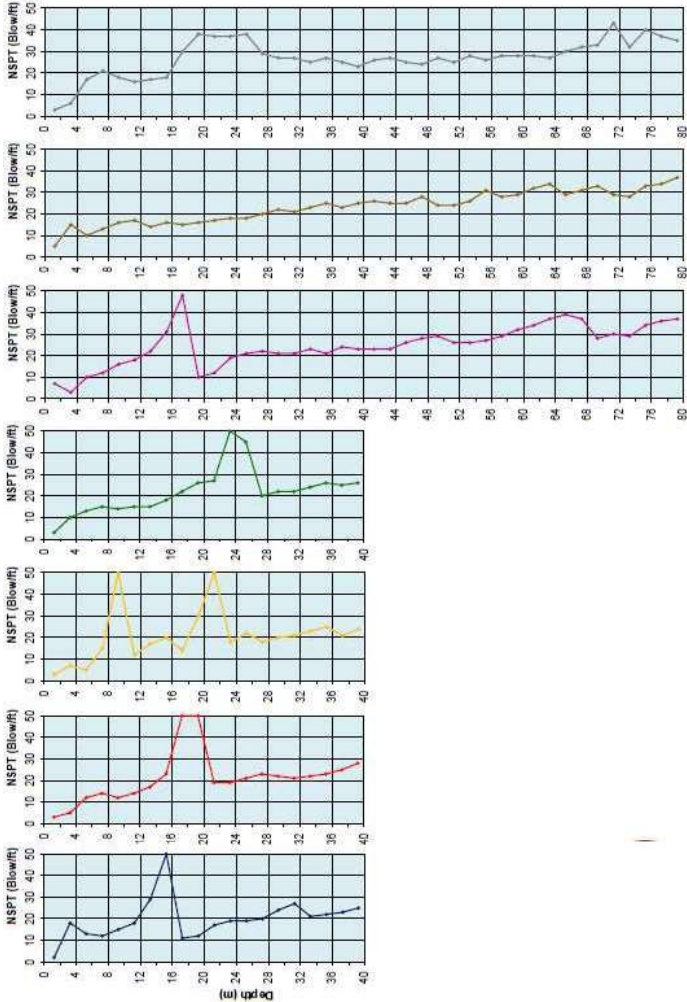
Lanjutan ....

Segmen	Depth	N1	$\gamma_m$	po	N2	2N1	K N2	Ni	Cli	cli*A <sub>si</sub>	Ŷ	Cn	Pult (ton)	Pijin (ton)
17	16.5	15.5	1.8	12.5	13.8	31.0	13.8	14.1	6.9	481.1	14.0	560.1	639.5	213.2
	17	15.3	1.8	12.9	13.4	30.5	13.4	13.8	6.7	493.8	13.8	553.1	650.2	216.7
18	17.5	15	1.8	13.3	13.1	30.0	13.1	13.4	6.6	506.1	13.7	548.4	661.2	220.4
	18	15.3	1.8	13.7	13.2	30.5	13.2	13.3	6.6	518.6	13.6	545.9	672.9	224.3
19	18.5	15.5	1.8	14.1	13.3	31.0	13.3	13.2	6.7	531.1	13.6	545.7	685.4	228.5
	19	15.8	1.8	14.5	13.4	31.5	13.4	13.3	6.7	543.8	13.7	547.6	698.6	232.9
20	19.5	16	1.8	14.9	13.5	32.0	13.5	13.4	6.8	556.5	13.7	548.9	711.7	237.2
	20	16.3	1.8	15.3	13.6	32.5	13.6	13.5	6.8	569.3	13.7	549.7	724.7	241.6
21	20.5	16.5	1.8	15.7	13.7	33.0	13.7	13.6	6.8	582.2	13.7	549.8	737.7	245.9
	21	16.8	1.8	16.1	13.8	33.5	13.8	13.7	6.9	595.2	13.7	549.0	750.4	250.1
22	21.5	17	1.8	16.5	13.9	34.0	13.9	13.8	6.9	608.3	13.7	548.7	763.4	254.5
	22	17.3	1.8	16.9	14.0	34.5	14.0	13.9	7.0	621.4	13.7	549.0	776.7	258.9
23	22.5	17.5	1.8	17.3	14.1	35.0	14.1	14.0	7.0	634.7	13.7	549.8	790.2	263.4
	23	17.8	1.8	17.7	14.1	35.5	14.1	14.1	7.1	648.0	13.8	552.1	804.1	268.0
24	23.5	18	1.8	18.1	14.2	36.0	14.2	14.1	7.1	661.4	13.9	554.8	818.3	272.8
	24	18	1.8	18.5	14.1	36.0	14.1	14.1	7.1	674.7	13.9	557.9	832.5	277.5



## Kedalaman vs Pijin



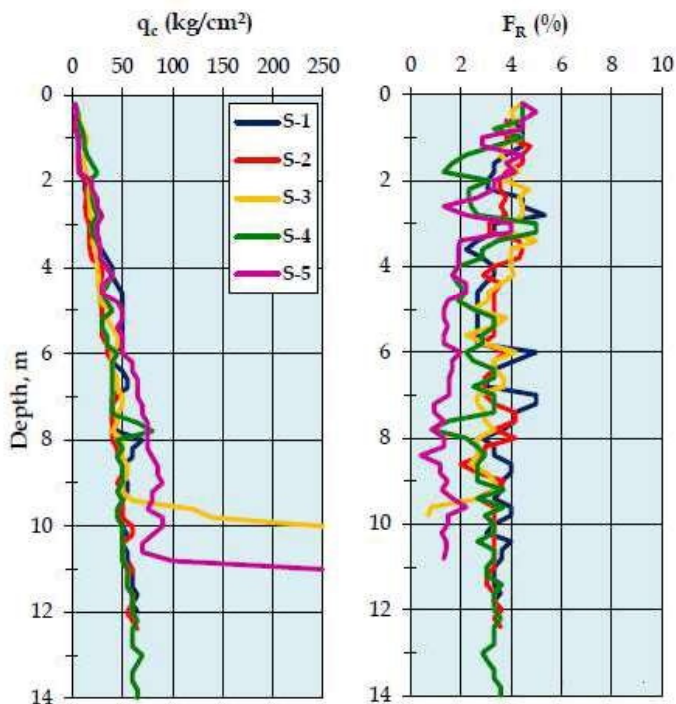
 <b>PT. LAPITB</b>	<b>FINAL REPORT</b> <b>ANALISIS GEOTEKNIK</b> <b>GEDUNG CASPIAN TOWER SURABAYA</b>		
<b>REV</b>	<b>DATE</b>	<b>CONTRACT NO. :</b>	<b>PAGE</b>
03	24-03-2016	109/SPK/PPP/Prop/GSL/0315	11



Gambar 3-7 Plot N-SPT vs Kedalaman (m)

	<p>FINAL REPORT ANALISIS GEOTEKNIK GEDUNG CASPIAN TOWER SURABAYA</p>		
REV	DATE	CONTRACT NO. :	PAGE
03	24-03-2016	109/SPK/PPPprop/GSL/0315	12



Hasil sondir untuk setiap titik dipaparkan dalam gambar berikut ini.

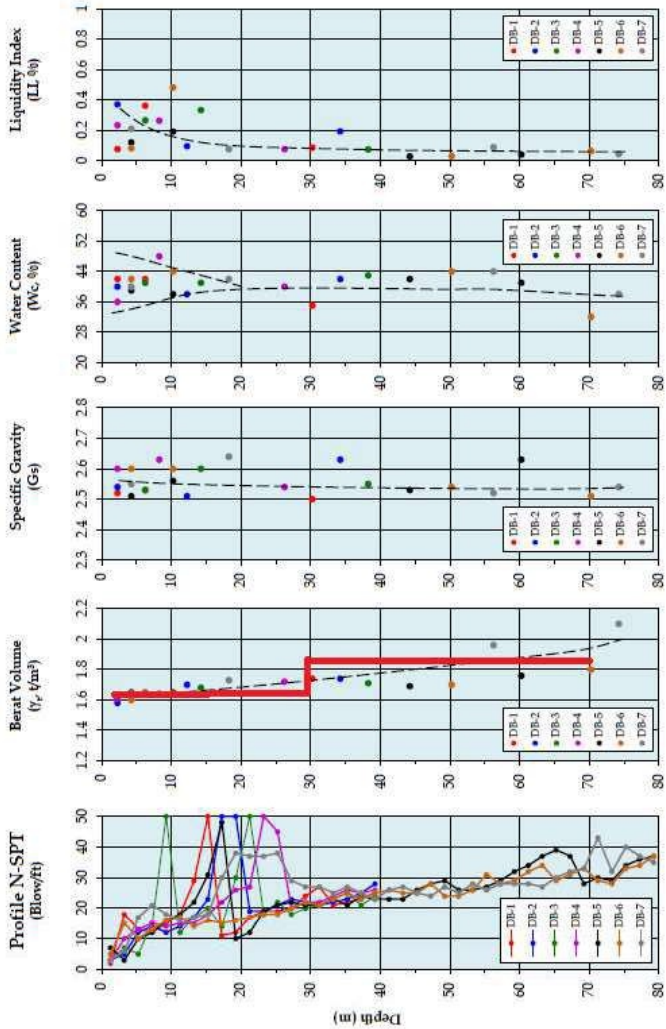


Gambar 3-8 Plot  $q_c$  &  $F_R$  vs Kedalaman (m)

### 3.5.1 Hasil Uji Laboratorium

Hasil uji laboratorium terdiri dari parameter fisis, parameter kuat geser tanah dan parameter Kemampatan tanah. Berikut adalah hasil plot parameter fisis tanah terhadap kedalaman untuk setiap titik Bor.

 <b>PT. LAPITB</b>		<b>FINAL REPORT ANALISIS GEOTEKNIK GEDUNG CASPIAN TOWER SURABAYA</b>			
<b>REV</b>	<b>DATE</b>	<b>CONTRACT NO. :</b>		<b>PAGE</b>	
03	24-03-2016	109/SPK/PPProp/GSL/0315		13	



Gambar 3-9 Plot Parameter Fisis Tanah vs Kedalaman (m)



ISO 9001  
Certificate



ISO 14001  
Certificate



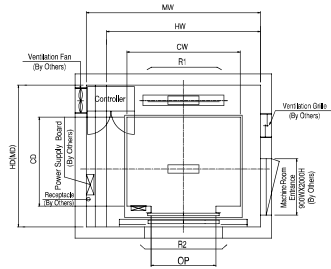
**SIGMA** Your Elevator Partner  
[www.sigmaelevators.com](http://www.sigmaelevators.com)

SIGMA constantly endeavors to improve products. Please be reminded that information in this catalog is subject to change without prior notice.  
2013.09 Printed in Korea / Revision No. 1

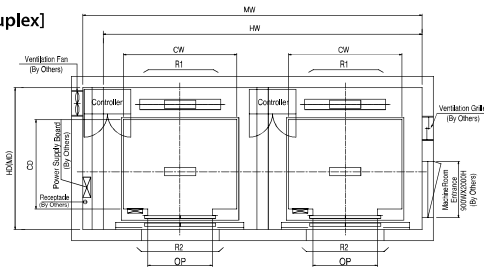
## Technical Data

### I Hoistway & Machine Room Plan

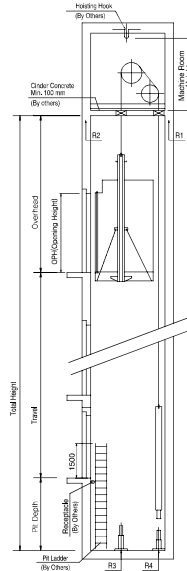
#### [Simplex]



#### [Duplex]



### I Hoistway Section



### I Overhead, Pit & Machine Room Height

Application Regulation [CODE]	Speed (m/s)	Load (kg)	Travel (mm)	Overhead (mm)	Pit Depth (mm)	Machine Room HT	Required Hook Strength (kg)
Standard / EN	1	450~1000	Travels≤100	4200	1400	2300	3000
		1350	Travels≤100	4300			4500
		1150/1600	Travels≤80	4300			3000
			80<Travels≤100	4650			4500
	1.5	450~1000	Travels≤100	4400	1450	2300	3000
		1350	Travels≤100	4400			4500
		1150/1600	Travels≤80	4400			3000
			80<Travels≤100	4750			4500
	1.75	450~1000	Travels≤100	4500	1600	2300	3000
		1350	Travels≤100	4500			4500
		1150/1600	Travels≤80	4500			3000
			80<Travels≤100	4850			4500
MS2021	1	410~1025	Travels≤100	4200	1400	2550	3000
		1365	Travels≤100	4300			4500
		1160/1365	Travels≤80	4300			3000
			80<Travels≤100	4650			4500
	1.5	410~1025	Travels≤100	4400	1450	2550	3000
		1365	Travels≤100	4400			4500
		1160/1365	Travels≤80	4400			3000
			80<Travels≤100	4750			4500
	1.75	410~1025	Travels≤100	4500	1600	2550	3000
		1365	Travels≤100	4500			4500
		1160/1365	Travels≤80	4500			3000
			80<Travels≤100	4850			4500
Standard / EN	2	800~1600	Travels≤130	5100	1900	2300	4500
	2.5			5300	2200		

## Technical Data

| Layout Dimensions | Speed : 1.0 m/s

[Standard]

(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load			
						Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
	Person	Load(kg)		CW	CD	HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400	850	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	550	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	600	800	1400	1130	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	24	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
				2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				

[EN Code]

1.0	6	450	700	1150	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	3600	2000	3800	3150
	7	525	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	8	600	800	1400	1100	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	9	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	10	800	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	12	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	13	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	16	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	18	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	21	1600	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
			2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300					

[Malaysia]

1.0	6	410	800	1400	830	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	545	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	615	800	1400	1150	1800	1800	3750	1800	1800	1800	3750	1800	4100	2500	4700	3450
	10	685	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	885	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1025	900	1600	1550	2000	2200	4150	2200	2000	2200	4150	2200	5450	4300	6600	4700
	17	1160	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
	20	1365	1000	1800	1750	2350	2450	4850	2450	2350	2450	4850	2450	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1550	2550	2250	5250	2250	2550	2250	5250	2250				
	24	1635	1100	2000	1800	2550	2500	5250	2500	2550	2500	5250	2500	10200	7000	10950	8700



Technical Data

| Layout Dimensions | Speed : 1.5, 1.75 m/s

[Standard]

(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load			
						Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
	Person	Load(kg)		CW	CD	HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
1.5 ~ 1.75	8	550	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4200	2800	7150	5300
	9	600	800	1400	1130	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4500	3100	7500	5500
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4900	3400	8150	5900
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	5250	3700	8600	6150
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5750	4100	9850	6900
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	6150	4300	10550	7300
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	9400	7750	15450	11500
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	5250	2050	5250	2050				
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	10000	8250	16850	12300
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	24	1600	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	2450	11500	8700	18550	13300
			2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300	2300				

[EN Code]

1.5 ~ 1.75	7	525	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4200	2800	7150	5300
	8	600	800	1400	1100	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4500	3100	7500	5500
	9	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4900	3400	8150	5900
	10	800	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	5250	3700	8600	6150
	12	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5750	4100	9850	6900
	13	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	6150	4300	10550	7300
	16	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	9400	7750	15450	11500
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	18	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	10000	8250	16850	12300
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	21	1600	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	2450	11500	8700	18550	13300
			2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300	2300				

[Malaysia]

1.5 ~ 1.75	8	545	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4200	2800	7150	5300
	9	615	800	1400	1150	1800	1800	3750	1800	1800	1800	3750	1800	4500	3100	7500	5500
	10	685	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4900	3400	8150	5900
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	5250	3700	8600	6150
	13	885	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5750	4100	9850	6900
	15	1025	900	1600	1550	2000	2200	4150	2200	2000	2200	4150	2200	6150	4300	10550	7300
	17	1160	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	9400	7750	15450	11500
	20	1365	1000	1800	1750	2350	2450	4850	2450	2350	2450	4850	2450	10000	8250	16850	12300
			1100	2000	1550	2550	2250	5250	2250	2550	2250	5250	2250				
	24	1635	1100	2000	1800	2550	2500	5250	2500	2550	2500	5250	2500	11500	8700	18550	13300

## Technical Data

| Layout Dimensions | Speed : 2.0, 2.5 m/s

[Standard]

(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load			
						Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
	Person	Load(kg)		CW	CD	HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
2.0 ~ 2.5	11	750	800	1400	1350	1950	2050	4050	2050	1950	2050	4050	2050	11000	7550	12300	9500
	13	900	900	1600	1350	2150	2050	4450	2050	2150	2050	4450	2050	11000	7550	13000	9900
	15	1000	900	1600	1500	2150	2200	4450	2200	2150	2200	4450	2200	11650	7850	13900	10500
	15	1000	900	1600	1400	2150	2100	4450	2100	2150	2100	4450	2100	11650	7850	13900	10500
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	12300	8250	14800	11000
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	13100	8850	15900	11600
	20	1350	1000	1300	2300	2250	2750	4650	2750	2250	2750	4650	2750	13100	8850	15900	11600
	24	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	13900	9350	17400	12500
24	1600	1100	2100	1600	2650	2300	5450	2300	2650	2300	5450	2300	13900	9350	17400	12500	
24	1600	1100	1500	2300	2400	2750	4950	2750	2400	2750	4950	2750	13900	9350	17400	12500	

[EN Code]

2.0 ~ 2.5	10	800	800	1400	1350	1950	2050	4050	2050	1950	2050	4050	2050	11000	7550	12300	9500
	12	900	900	1600	1350	2150	2050	4450	2050	2150	2050	4450	2050	11000	7550	13000	9900
	13	1000	900	1600	1500	2150	2200	4450	2200	2150	2200	4450	2200	11650	7850	13900	10500
	13	1000	900	1600	1400	2150	2100	4450	2100	2150	2100	4450	2100	11650	7850	13900	10500
	15	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	12300	8250	14800	11000
	18	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	13100	8850	15900	11600
	18	1350	1000	1300	2300	2250	2750	4650	2750	2250	2750	4650	2750	13100	8850	15900	11600
	21	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	13900	9350	17400	12500
	21	1600	1100	2100	1600	2650	2300	5450	2300	2650	2300	5450	2300	13900	9350	17400	12500
	21	1600	1100	1500	2300	2400	2750	4950	2750	2400	2750	4950	2750	13900	9350	17400	12500

# Technical Data

## I Power Supply Plan [Speed : 1.0 ~ 2.5 m/s]

(220V / 380V)

Speed (m/s)	Capacity		Motor Capacity (kW)	MCCB Capacity of Building(A)		Power Supply Capacity(kVA)		Lead-in Wire Size(mm <sup>2</sup> )		Earth Wire Size(mm <sup>2</sup> )		Heat Output (kcal/H)	Starting Power (kVA/set)
	Person	Load(kg)		Simplex	Duplex	Simplex	Duplex	Simplex	Duplex	Simplex	Duplex		
1.0	6	450	4.6	25 / 25	25 / 32	5.3 / 5.3	9.7 / 9.7	10 / 6	16 / 6	10 / 6	16 / 6	675	10.0
	8	550	4.6	25 / 25	25 / 40	5.9 / 5.9	10.8 / 10.8	10 / 6	25 / 6	10 / 6	16 / 6	825	10.0
	9	600	4.6	25 / 25	25 / 50	6.3 / 6.3	11.5 / 11.5	10 / 6	25 / 6	10 / 6	16 / 6	900	10.0
	10	680	5.5	32 / 25	32 / 50	7.3 / 7.3	13.4 / 13.4	16 / 6	35 / 6	16 / 6	16 / 6	1050	16.0
	11	750	5.5	32 / 25	32 / 60	7.7 / 7.7	14.0 / 14.0	16 / 6	35 / 6	16 / 6	16 / 6	1125	16.0
	13	900	6.7	40 / 25	40 / 75	8.9 / 8.9	16.2 / 16.2	25 / 6	50 / 6	16 / 6	25 / 6	1350	16.0
	15	1000	6.7	40 / 25	50 / 75	9.8 / 9.8	17.8 / 17.8	25 / 6	50 / 10	16 / 6	25 / 6	1500	16.0
	17	1150	7.7	50 / 32	50 / 100	11.1 / 11.1	20.3 / 20.3	25 / 6	70 / 10	16 / 6	35 / 6	1725	16.0
	20	1350	9.1	60 / 32	75 / 125	13.0 / 13.0	26.0 / 26.0	35 / 10	70 / 16	16 / 6	35 / 6	2025	16.0
1.5	24	1600	10.8	75 / 40	75 / 125	15.5 / 15.5	31.0 / 31.0	35 / 10	70 / 16	16 / 6	35 / 10	2400	25.0
	8	550	6.9	32 / 25	32 / 60	9.7 / 9.7	17.7 / 17.7	16 / 6	35 / 10	16 / 6	16 / 6	1238	16.0
	9	600	6.9	32 / 25	40 / 60	10.4 / 10.4	18.9 / 18.9	16 / 6	35 / 10	16 / 6	16 / 6	1350	16.0
	10	680	8.3	40 / 25	40 / 75	11.5 / 11.5	20.9 / 20.9	25 / 6	50 / 10	16 / 6	25 / 6	1575	16.0
	11	750	8.3	40 / 25	50 / 75	12.0 / 12.0	21.8 / 21.8	25 / 10	50 / 10	16 / 6	25 / 6	1688	16.0
	13	900	10	50 / 32	50 / 100	13.5 / 13.5	24.6 / 24.6	35 / 10	70 / 16	16 / 6	35 / 6	2025	16.0
	15	1000	10	60 / 32	60 / 100	14.9 / 14.9	27.1 / 27.1	35 / 10	70 / 16	16 / 6	35 / 6	2250	16.0
	17	1150	11.6	75 / 40	75 / 120	18.2 / 18.2	33.1 / 33.1	50 / 16	70 / 16	25 / 6	35 / 6	2588	25.0
	20	1350	13.6	100 / 50	100 / 150	21.2 / 21.2	42.4 / 42.4	50 / 16	95 / 25	25 / 6	35 / 10	3038	35.0
1.75	24	1600	16.2	100 / 60	120 / 175	25.3 / 25.3	50.5 / 50.5	50 / 16	95 / 35	25 / 6	35 / 10	3600	35.0
	8	550	8.1	40 / 25	40 / 75	11.7 / 11.7	21.4 / 21.4	25 / 6	50 / 10	16 / 6	25 / 6	1444	16.0
	9	600	8.1	40 / 25	40 / 75	12.5 / 12.5	22.8 / 22.8	25 / 6	50 / 10	16 / 6	25 / 6	1575	16.0
	10	680	9.7	50 / 25	50 / 100	13.9 / 13.9	25.2 / 25.2	35 / 6	70 / 10	16 / 6	35 / 6	1838	16.0
	11	750	9.7	50 / 32	50 / 100	14.5 / 14.5	26.4 / 26.4	35 / 10	70 / 10	16 / 6	35 / 6	1969	16.0
	13	900	11.7	60 / 32	60 / 100	16.4 / 16.4	29.8 / 29.8	35 / 10	70 / 10	16 / 6	35 / 6	2363	16.0
	15	1000	11.7	75 / 40	75 / 120	18.0 / 18.0	32.7 / 32.7	50 / 10	70 / 16	25 / 6	35 / 6	2625	25.0
	17	1150	13.6	75 / 50	100 / 150	21.0 / 21.0	38.2 / 38.2	50 / 16	100 / 25	25 / 6	50 / 10	3019	35.0
	20	1350	15.9	100 / 50	100 / 175	24.4 / 24.4	48.9 / 48.9	50 / 16	70 / 25	25 / 6	50 / 10	3544	35.0
2.0	24	1600	18.9	125 / 60	120 / 200	29.1 / 29.1	58.3 / 58.3	70 / 16	95 / 35	25 / 6	50 / 10	4200	35.0
	11	750	13.5	75 / 50	150 / 75	16 / 16.2	29 / 29.5	25 / 16	95 / 35	16 / 6	16 / 10	2812.5	31.5
	13	900	17	100 / 50	150 / 100	19 / 19.0	35 / 34.5	35 / 16	120 / 50	16 / 6	16 / 16	3375	35.9
	15	1000	17	100 / 60	175 / 100	21 / 21.1	38 / 38.3	35 / 16	150 / 50	16 / 6	16 / 16	3750	39
	17	1150	20	125 / 60	200 / 125	24 / 23.9	44 / 43.6	50 / 16	150 / 70	16 / 6	16 / 25	4312.5	42.8
	20	1350	23	125 / 75	250 / 125	26 / 26.2	48 / 47.8	50 / 25	150 / 70	25 / 10	25 / 25	5062.5	46
	24	1600	27.5	150 / 100	300 / 150	31 / 31.4	57 / 57.2	70 / 25	185 / 70	25 / 10	25 / 25	6000	54.1
	11	750	11	60 / 40	125 / 60	13 / 13.1	24 / 23.8	16 / 10	70 / 25	16 / 6	16 / 10	2250	24.3
	13	900	13.5	75 / 40	125 / 75	15 / 15.4	28 / 28.0	25 / 16	95 / 35	16 / 6	16 / 10	2700	27.7
	15	1000	13.5	75 / 50	150 / 100	17 / 17.1	31 / 31.1	25 / 16	95 / 50	16 / 6	16 / 16	3000	30
	17	1150	16	100 / 50	175 / 100	20 / 19.9	36 / 36.1	35 / 16	120 / 50	16 / 6	16 / 16	3450	34.2
	20	1350	18.5	100 / 60	175 / 100	22 / 21.6	39 / 39.3	35 / 16	120 / 50	16 / 6	16 / 16	4050	36.1
	24	1600	22	125 / 75	250 / 125	26 / 26.2	48 / 47.6	50 / 25	150 / 70	16 / 10	25 / 25	4800	42.7
2.5	11	750	13.5	75 / 50	150 / 75	16 / 16.2	29 / 29.5	25 / 16	95 / 35	16 / 6	16 / 10	2812.5	31.5
	13	900	17	100 / 50	150 / 100	19 / 19.0	35 / 34.5	35 / 16	120 / 50	16 / 6	16 / 16	3375	35.9
	15	1000	17	100 / 60	175 / 100	21 / 21.1	38 / 38.3	35 / 16	150 / 50	16 / 6	16 / 16	3750	39
	17	1150	20	125 / 60	200 / 125	24 / 23.9	44 / 43.6	50 / 16	150 / 70	16 / 6	16 / 25	4312.5	42.8
	20	1350	23	125 / 75	250 / 125	26 / 26.2	48 / 47.8	50 / 25	150 / 70	25 / 10	25 / 25	5062.5	46
	24	1600	27.5	150 / 100	300 / 150	31 / 31.4	57 / 57.2	70 / 25	185 / 70	25 / 10	25 / 25	6000	54.1

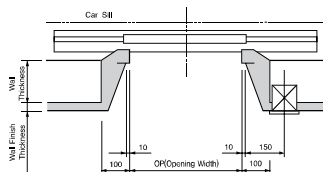
(220V / 380V)

Speed (m/s)	Capacity		Motor Capacity (kW)	MCCB Capacity of Building(A)		Power Supply Capacity(kVA)		Lead-in Wire Size(mm <sup>2</sup> )		Earth Wire Size(mm <sup>2</sup> )		Heat Output (kcal/H)	Starting Power (kVA/set)
	Person	Load(kg)		Simplex	Duplex	Simplex	Duplex	Simplex	Duplex	Simplex	Duplex		
2.0	11	750	11	60 / 40	125 / 60	13 / 13.1	24 / 23.8	16 / 10	70 / 25	16 / 6	16 / 10	2250	24.3
	13	900	13.5	75 / 40	125 / 75	15 / 15.4	28 / 28.0	25 / 16	95 / 35	16 / 6	16 / 10	2700	27.7
	15	1000	13.5	75 / 50	150 / 100	17 / 17.1	31 / 31.1	25 / 16	95 / 50	16 / 6	16 / 16	3000	30
	17	1150	16	100 / 50	175 / 100	20 / 19.9	36 / 36.1	35 / 16	120 / 50	16 / 6	16 / 16	3450	34.2
	20	1350	18.5	100 / 60	175 / 100	22 / 21.6	39 / 39.3	35 / 16	120 / 50	16 / 6	16 / 16	4050	36.1
	24	1600	22	125 / 75	250 / 125	26 / 26.2	48 / 47.6	50 / 25	150 / 70	16 / 10	25 / 25	4800	42.7
2.5	11	750	13.5	75 / 50	150 / 75	16 / 16.2	29 / 29.5	25 / 16	95 / 35	16 / 6	16 / 10	2812.5	31.5
	13	900	17	100 / 50	150 / 100	19 / 19.0	35 / 34.5	35 / 16	120 / 50	16 / 6	16 / 16	3375	35.9
	15	1000	17	100 / 60	175 / 100	21 / 21.1	38 / 38.3	35 / 16	150 / 50	16 / 6	16 / 16	3750	39
	17	1150	20	125 / 60	200 / 125	24 / 23.9	44 / 43.6	50 / 16	150 / 70	16 / 6	16 / 25	4312.5	42.8
	20	1350	23	125 / 75	250 / 125	26 / 26.2	48 / 47.8	50 / 25	150 / 70	25 / 10	25 / 25	5062.5	46
	24	1600	27.5	150 / 100	300 / 150	31 / 31.4	57 / 57.2	70 / 25	185 / 70	25 / 10	25 / 25	6000	54.1

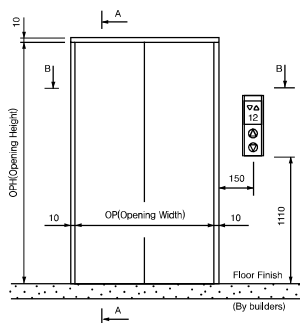
## Technical Data

### Narrow Jamb without Transom Panel

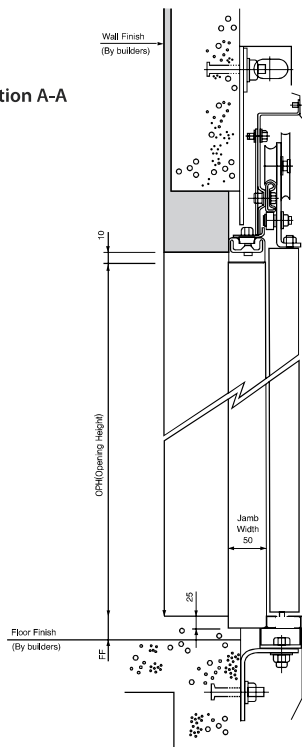
#### Section B-B



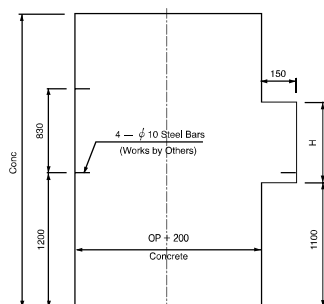
#### Front View of Entrance



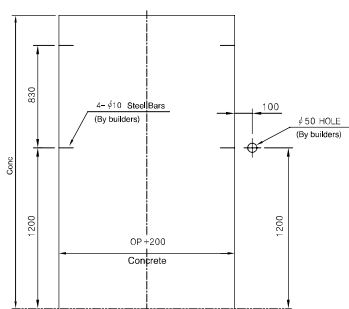
#### Section A-A



#### Building Structure Plan (Normal Button)



#### Building Structure Plan (Slim Type Button)

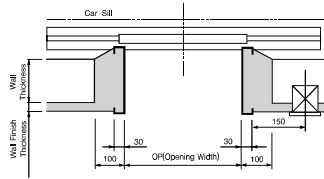


**Note** 1. «H» dimension in building structure plan depends upon the type of hall indicator selected.  
2. Unit : mm

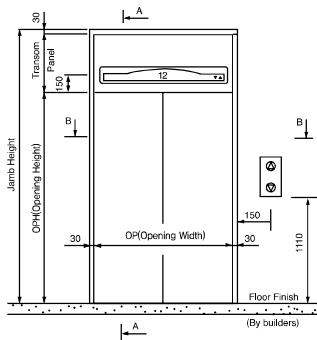
## Technical Data

### S-Type Wide Jamb with Transom Panel

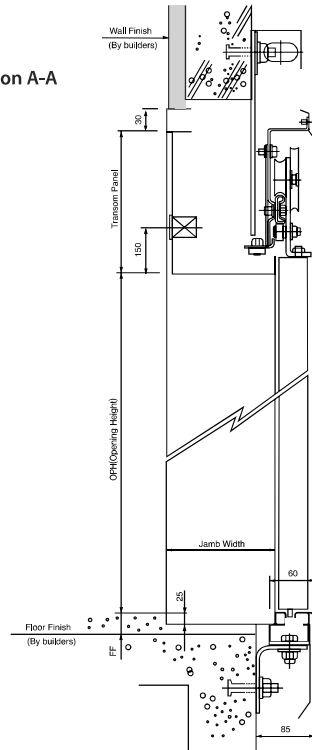
#### Section B-B



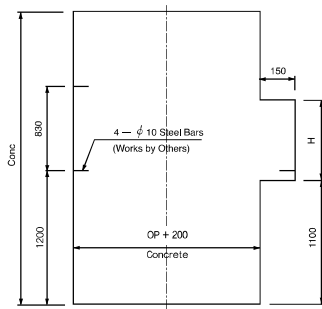
#### Front View of Entrance



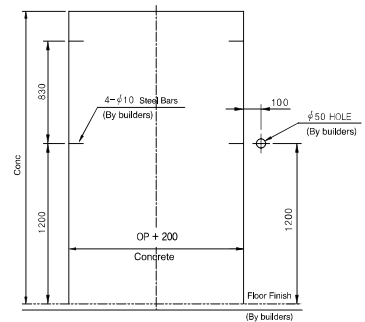
#### Section A-A



#### Building Structure Plan (Normal Button)



#### Building Structure Plan (Slim Type Button)



**Note** 1. «H» dimension in building structure plan depends upon the type of hall indicator selected.  
2. Unit : mm

# BROCHURE

# THE PRECAST CONCRETE MANUFACTURER



*Innovation and Trust*



PT CITRA LAUTAN TEDUH



# PC PILES

## DESCRIPTION

Type of Piles	Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile
Method of Driving	Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile)

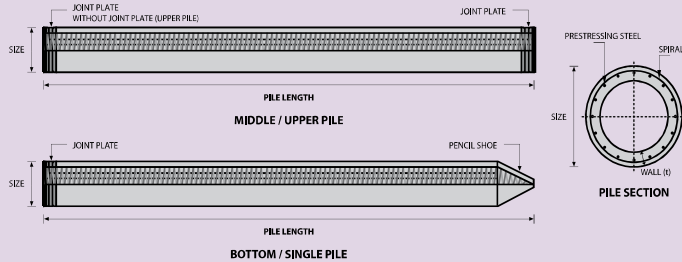
## DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	ACI 543R	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Chapter-4 Structural design requirement for piles with no seismic loading (In case pile is consider to seismic loading, piles detail should re-design refer to ACI 543R Chapter-5)
	SNI 2847 - 2013	Indonesian Standard Code for Concrete
Manufacturing	WB - PRD - PS - 16	Production Manufacturing Procedure

## MATERIAL SPECIFICATION

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 2049 - 2015	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 2834 - 2000 SNI 2493 - 2011	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 2014	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 2008	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 2052 - 2014	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BJTS 40 (Deformed) Steel Class : BJTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2011	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	SS400 (Tensile Strength 400 N/mm2) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

## PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



### PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength  $f'_c = 52 \text{ MPa}$  (Cube  $600 \text{ kg/cm}^2$ )

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section ( $\text{cm}^2$ )	Section Inertia ( $\text{cm}^4$ )	Unit Weight ( $\text{kg/m}$ )	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

Note : \*) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)

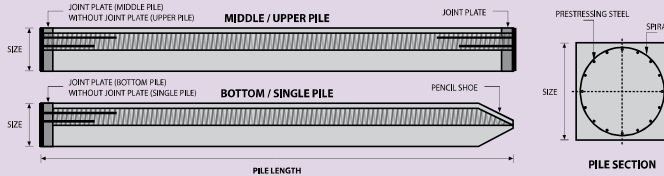
\*\*) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

\*\*\*) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN



## PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES



### PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength  $f_c' = 42 \text{ MPa}$  (Cube  $500 \text{ kg/cm}^2$ )

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

Size (mm)	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Section Inertia (cm <sup>4</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile * (m)	Splice Class	
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)				Compatible to Body	Optional
200 x 200	400	13,333	100	A	1.55	2.65	49.08	27.47	6 - 9	I	II
250 x 250	625	32,552	156	A	2.29	3.46	81.40	28.10	6 - 10	III	IV
				B	2.52	4.33	79.62	34.80	6 - 11	II	-
				C	2.78	5.19	77.92	41.30	6 - 11	I	V
300 x 300	900	67,500	225	A	3.64	5.19	118.59	35.40	6 - 11	IV	V
				B	3.98	6.23	116.76	42.20	6 - 11	III	IV/V
				C	4.48	7.47	114.66	50.20	6 - 12	II	-
				D	4.92	9.34	111.60	61.90	6 - 12	I	III/IV/V
350 x 350	1,225	125,052	306	A	5.33	6.57	163.98	38.60	6 - 11	III	IV
				B	6.07	8.72	160.68	50.90	6 - 12	II	-
				C	6.63	10.90	157.45	63.10	6 - 12	I	IV
				D	7.30	13.08	154.32	75.00	6 - 13	I	III/IV
400 x 400	1,600	213,333	400	A	7.89	9.96	213.96	51.40	6 - 12	IV	V
				B	8.71	12.45	210.60	63.80	6 - 12	III	IV/V
				C	9.51	14.95	207.32	76.00	6 - 13	II	III/IV/V
				D	11.82	22.42	198.01	111.60	6 - 14	I	II/III/IV/V
450 x 450	2,025	341,719	506	A	11.17	14.01	270.98	64.30	6 - 12	III	IV
				B	12.10	16.81	267.61	76.80	6 - 13	III	IV
				C	13.01	19.62	264.30	89.10	6 - 13	II	III/IV
				D	14.78	25.22	257.88	113.30	6 - 14	I	II/III/IV
500 x 500	2,500	520,833	625	A	15.16	18.68	335.12	77.30	6 - 13	III	IV
				B	16.19	21.79	331.72	89.90	6 - 13	II	III/IV
				C	17.21	24.91	328.38	102.20	6 - 14	I	II/III/IV
				D	18.22	28.02	325.09	114.50	6 - 14	I	II/III/IV

Note : \*) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

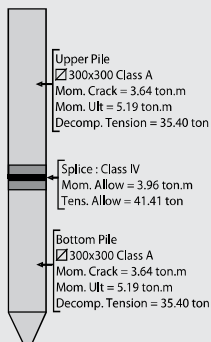
### TYPICAL SPLICE SPECIFICATION

Size (mm)	Class	Bending Moment		Tension	
		Allowable (ton.m)	Ultimate (ton.m)	Allowable (ton)	Ultimate (ton)
200 x 200	I	1.56	2.11	41.82	47.05
	II	0.76	1.02	16.34	18.38
250 x 250	I	3.17	4.28	55.22	62.12
	II	2.99	4.03	41.41	46.59
	III	2.34	3.17	41.41	46.59
	IV	1.29	1.74	24.50	27.57
300 x 300	I	5.96	8.05	83.64	94.10
	II	4.53	6.12	62.73	70.57
	III	4.28	5.78	55.22	62.12
	IV	3.96	5.35	41.41	46.59
	V	2.34	3.16	24.50	27.57
350 x 350	I	7.67	10.35	83.64	94.10
	II	6.81	9.19	83.64	94.10
	III	5.71	7.71	55.22	62.12
	IV	3.30	4.45	27.61	31.06
400 x 400	I	12.20	16.47	117.95	132.69
	II	11.28	15.23	88.46	99.52
	III	9.41	12.71	83.64	94.10
	IV	8.58	11.58	62.73	70.57
	V	3.97	5.36	27.61	31.06
450 x 450	I	15.80	21.33	147.43	165.86
	II	14.07	19.00	117.95	132.69
	III	13.02	17.57	88.46	99.52
	IV	6.55	8.84	41.82	47.05
500 x 500	I	19.72	26.63	118.60	133.43
	II	16.51	22.29	117.95	132.69
	III	15.14	20.43	88.46	99.52
	IV	7.56	10.21	41.82	47.05

### EXAMPLES OF SPLICE SELECTION

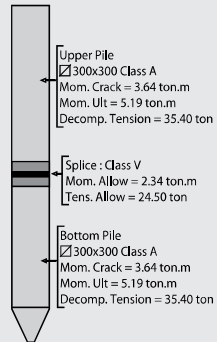
#### Case 1 : Compatible to Body Moment Crack

Splice of PC Piles having equivalent performance to the crack bending moment of the main body.



#### Case 2 : Optional Splice

Application of optional splices should be approved by structure designer.



## DAFTAR GAMBAR STRUKTUR

GRAND SUNKONO LAGOON  
CASPIAN TOWER, SURABAYA

NO	JUDUL GAMBAR	SKALA
1	GAMBAR TAMPAK	1:400
2	GAMBAR TAMPAK	1:400
3	POTONGAN AS-B	1:350
4	POTONGAN AS-3	1:350
5	DENAH LANTAI	1:200
6	DETAIL SHEAR WALL	1:75
7	POTONGAN SHEAR WALL X-X	1:75
8	POTONGAN SHEAR WALL Y-Y	1:50
9	DENAH KOLOM LT. LG-4	1:200
10	DENAH KOLOM LT. 5-10	1:200
11	DENAH KOLOM LT. 11-ATAP	1:200
12	DETAIL KOLOM K1	1:40
13	DETAIL KOLOM K2	1:40

NO	JUDUL GAMBAR	SKALA
14	DETAIL KOLOM K3	1:40
15	DETAIL PENULANGAN BALOK	1:40
16	DETAIL BALOK PRIMER B1	1:40
17	DETAIL BALOK PRIMER B3	1:40
18	DETAIL BALOK PRIMER B4	1:40
19	DETAIL PELAT	1:50
20	RENCANA TANGGA	
21	DETAIL TANGGA	
22	DENAH TIANG PANCANG	1:250
23	DETAIL PILECAP	1:50
24	POTONGAN PC-1	1:50
25	POTONGAN PC-2	1:50
26	POTONGAN PC-3	1:50



### DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

#### DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tavio, ST. MT. PhD  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

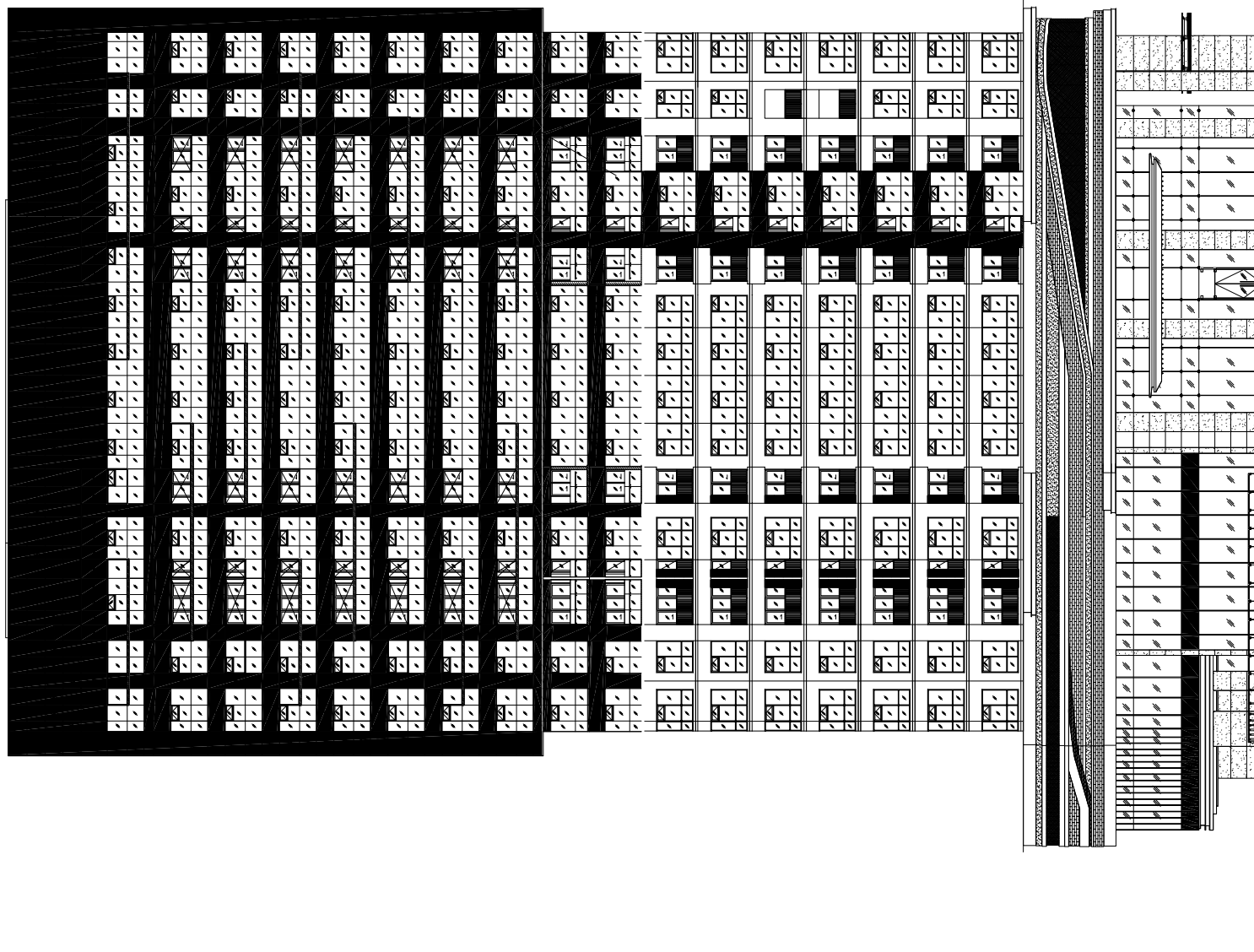
#### DIBUAT OLEH

Gufron Fitrono  
0311154000009

#### NAMA GAMBAR

#### SKALA

**NO. GAMBAR**



TAMPAK SELATAN  
SCALE 1 : 400



**DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL**  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tavio, ST. MT.PHD  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

**DIBUAT OLEH**

Gufron Fitriono  
03111540000009

**NAMA GAMBAR**

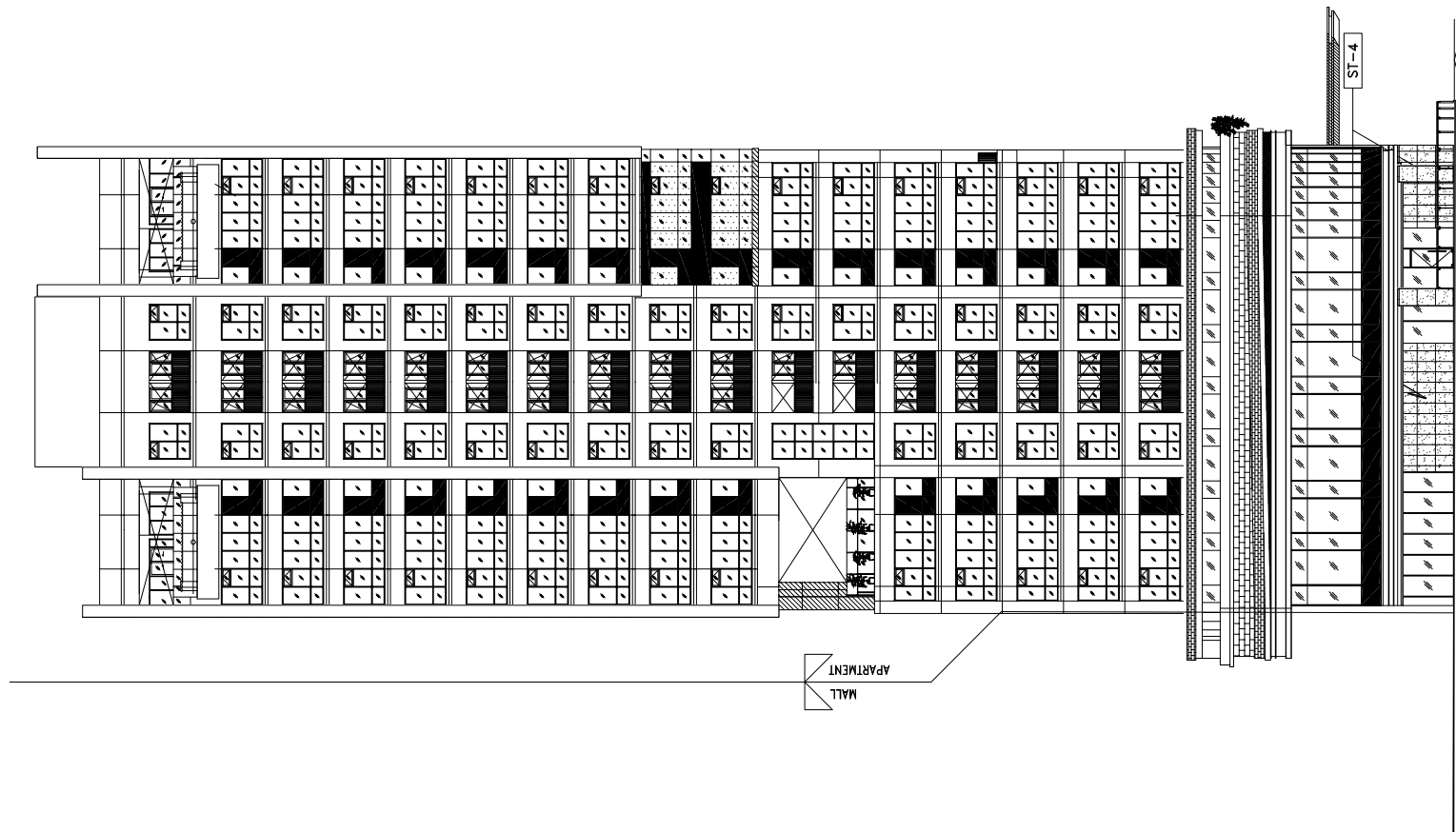
Gambar Tampak  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

**SKALA**

1 : 400

**NO. GAMBAR**

1 / 26



TAMPAK BARAT  
SCALE 1 : 400



**DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL**  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tavio, ST. MT.PHD  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

**DIBUAT OLEH**

Gufron Fitriono  
0311154000009

**NAMA GAMBAR**

Gambar Tampak  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

**SKALA**

1 : 400

**NO. GAMBAR**

2 / 26



**DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL**  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tavio, ST. MT.Phd  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. Phd

**DIBUAT OLEH**

Guftron Fitrono  
03111540000009

**NAMA GAMBAR**

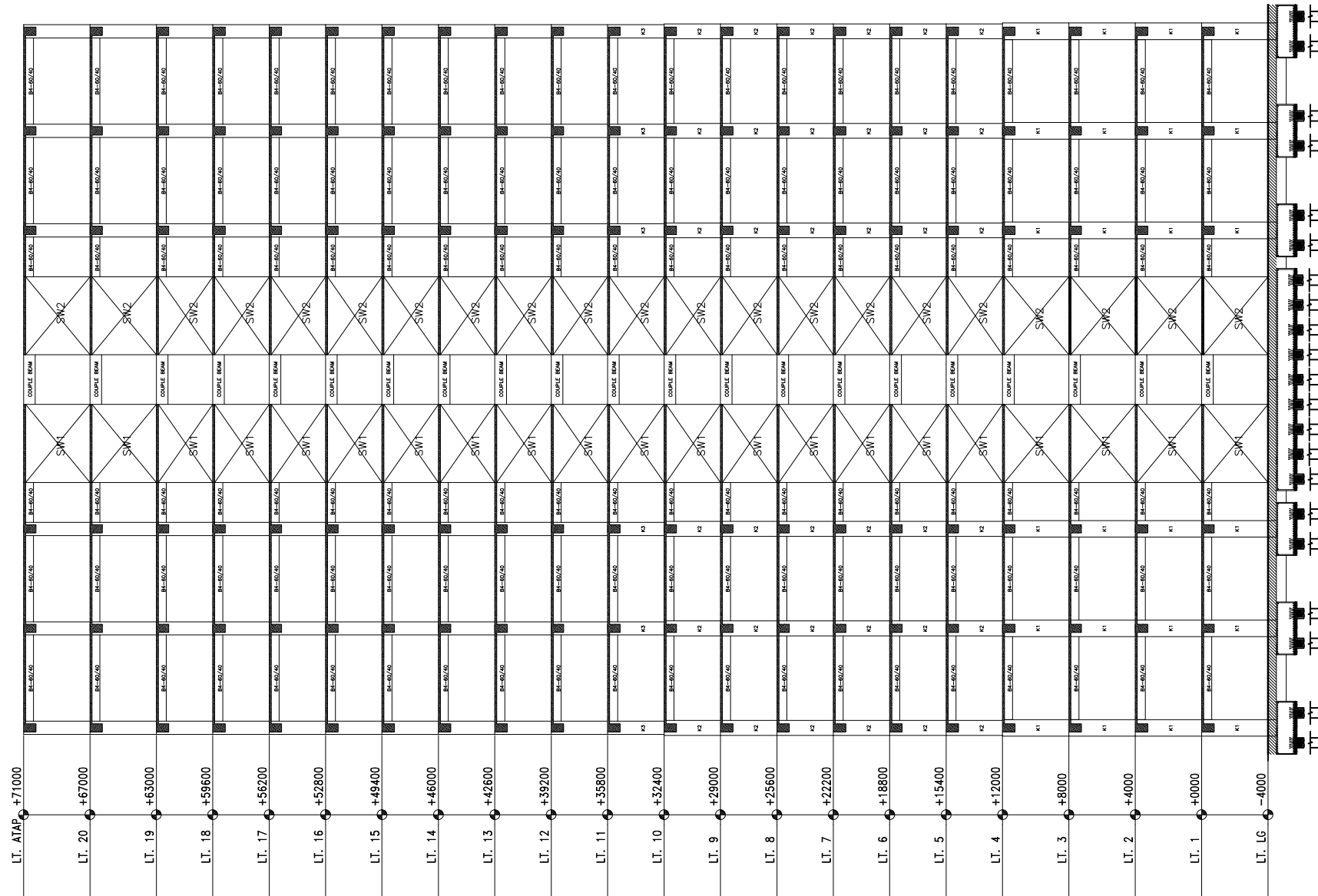
Potongan AS-B  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

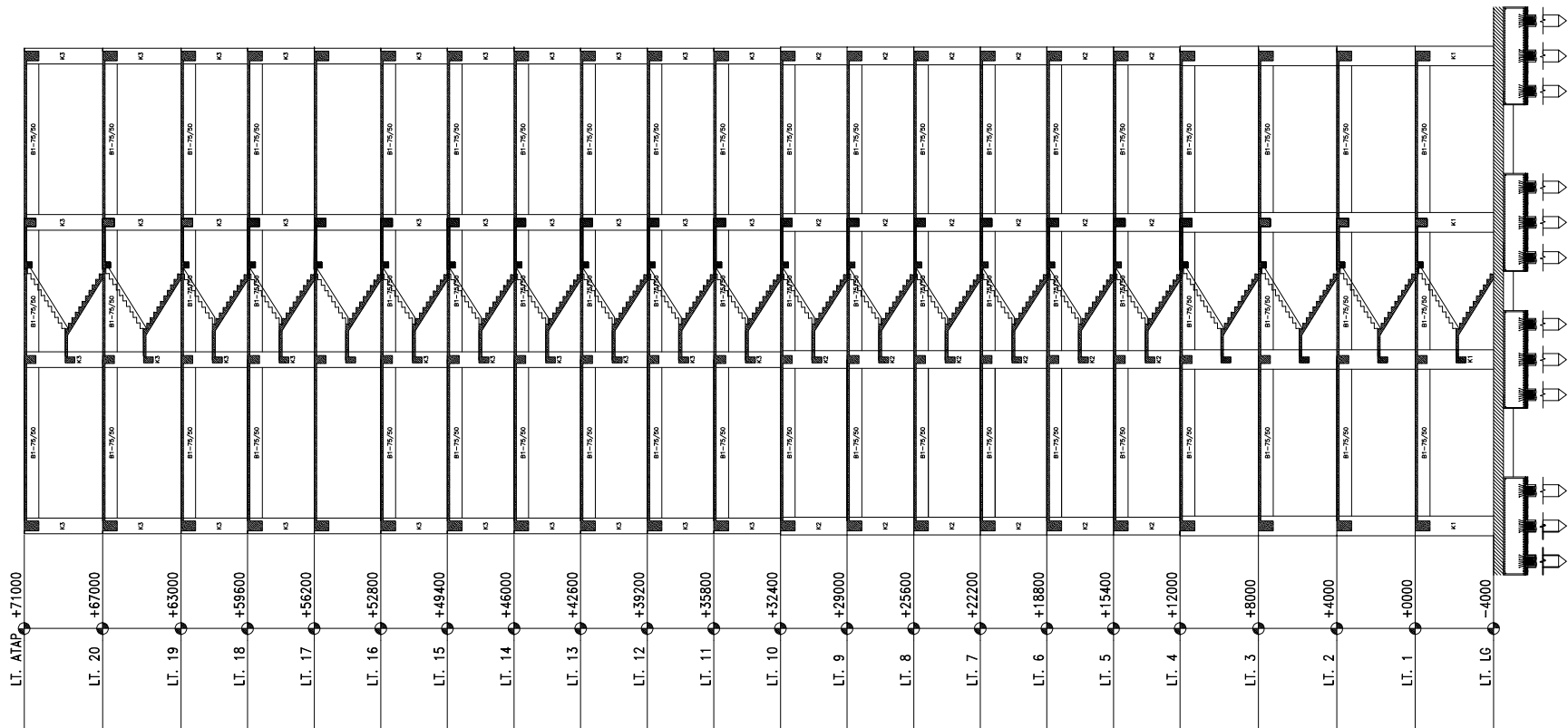
**SKALA**

1 : 350

**NO. GAMBAR**

3 / 26





POTONGAN AS-3  
SCALE 1 : 350



**DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL**  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tavio, ST. MT.PhD  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

**DIBUAT OLEH**

Guftron Fitrono  
03111540000009

**NAMA GAMBAR**

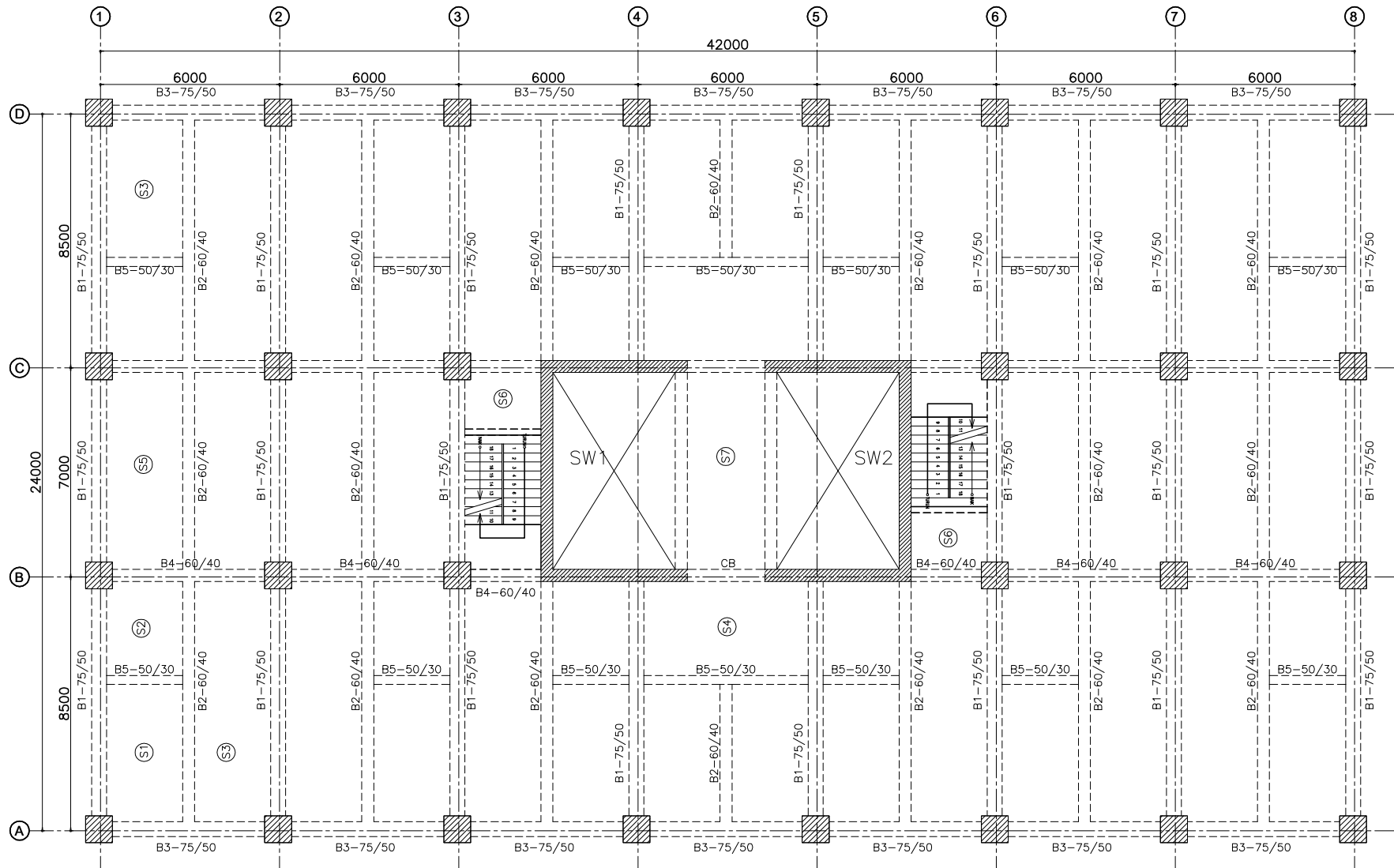
Potongan AS-3  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

**SKALA**

1 : 350

**NO. GAMBAR**

4 / 26



**DENAH LANTAI**  
SCALE 1 : 200

WALL	TEBAL
SW1	400
SW2	400

LANTAI	KOLOM
LANTAI B1 – LANTAI 4	1000 x 1000
LANTAI 5 – LANTAI 10	900 x 900
LANTAI 11 – LANTAI ATAP	800 x 800

PLAT	TEBAL
S1	120
S2	120
S3	120
S4	120
S5	120
S6	120
S7	120

BALOK	DIMENSI
B1	750 X 500
B2	600 X 400
B3	750 X 500
B4	600 X 400
B5	500 X 300
B6	450 X 300
BALOK KOPEL	700 X 400



**DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL**  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tavio, ST. MT.Phd  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. Phd

**DIBUAT OLEH**

Gufron Fitrono  
03111540000009

**NAMA GAMBAR**

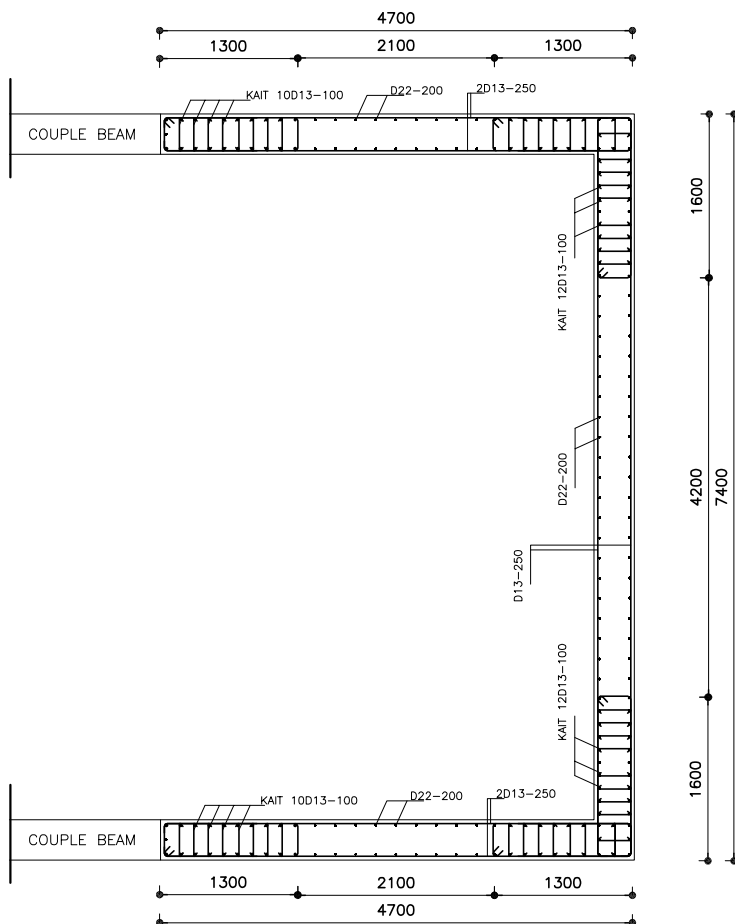
Denah Lantai  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

**SKALA**

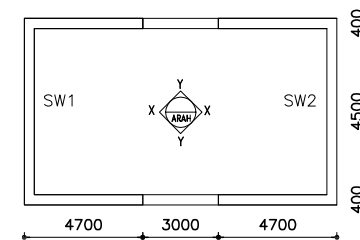
1 : 200

**NO. GAMBAR**

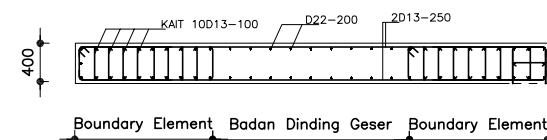
5 / 26



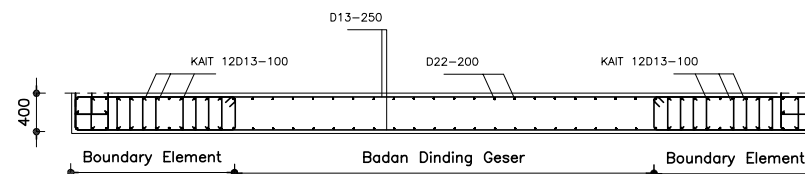
DETAIL SHEAR WALL SW2  
SCALE 1 : 75



KEY PLAN



DETAIL SW ARAH Y  
SCALE 1 : 75



DETAIL SW ARAH X  
SCALE 1 : 75



## DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

TUGAS AKHIR  
RC184803

### DOSEN PEMBIMBING

- Prof. Tavio, ST. MT.PhD
- Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

### DIBUAT OLEH

Gufron Fitrono  
03111540000009

### NAMA GAMBAR

Detail Shear Wall  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

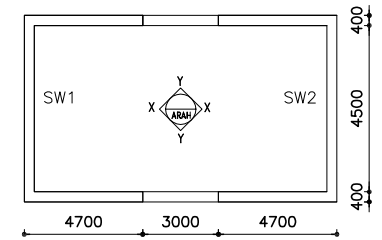
### SKALA

1 : 75

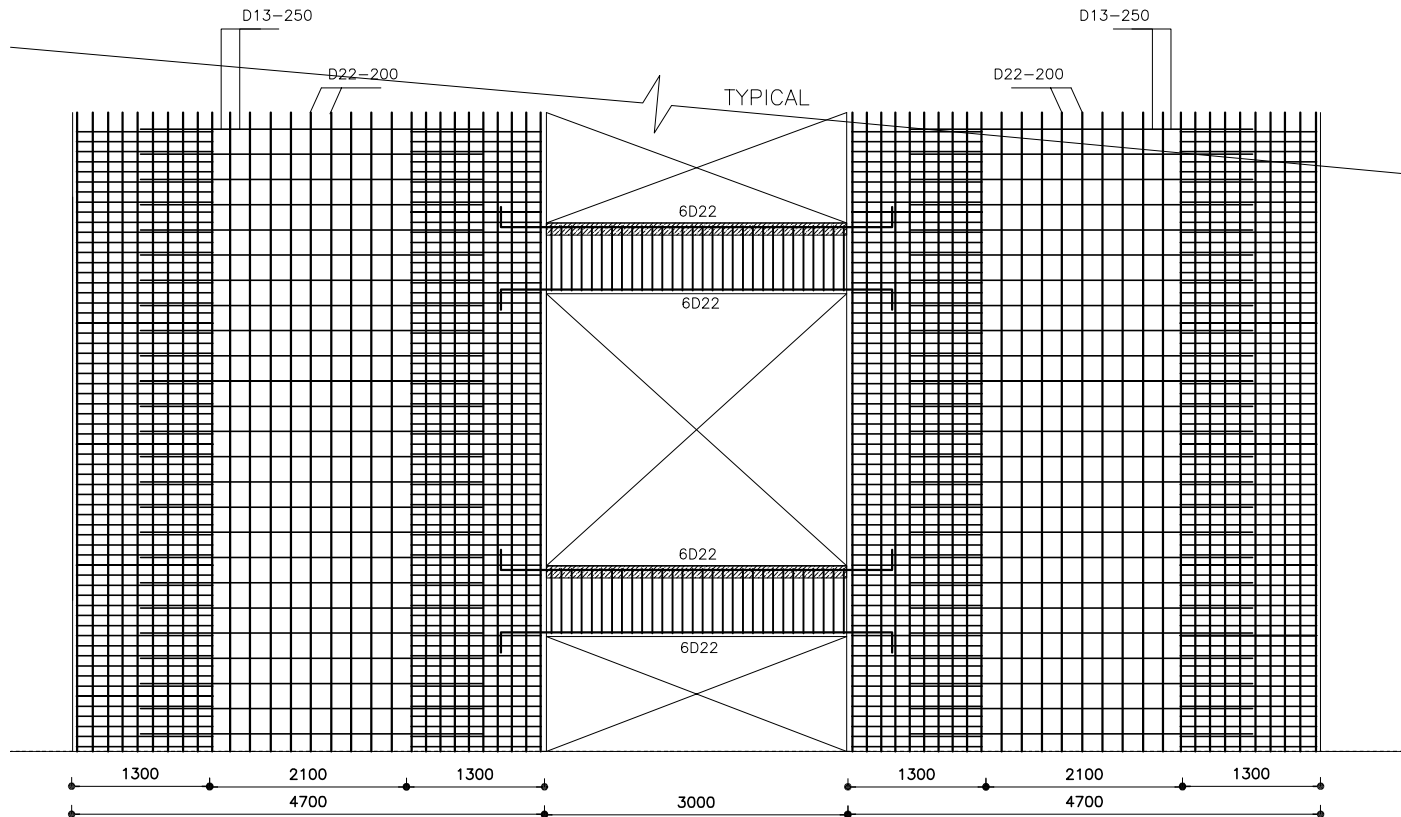
### NO. GAMBAR

6 / 26





KEY PLAN



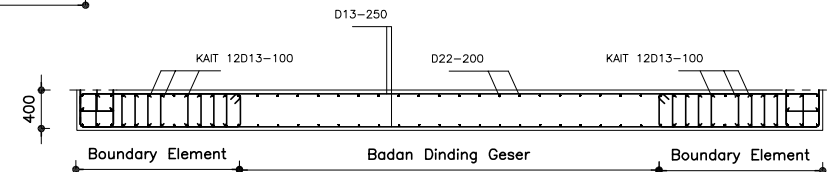
POTONGAN SHEAR WALL SW2  
SCALE 1 : 75

BALOK KOPEL	
DIMENSI	700 X 400
TUL. ATAS	6D22
TUL. BAWAH	6D22
SENGKANG	D10-100
MUTU BETON	45 MPa

BALOK KOPEL	
DIMENSI	700 X 400
TUL. ATAS	6D22
TUL. BAWAH	6D22
SENGKANG	D10-100
MUTU BETON	45 MPa

SHEAR WALL			
TULANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
BADAN (2,1 m)			
LONGITUDINAL	D22-200	D22-200	D22-200
TRANSVERSAL	2D13-250	2D13-250	2D13-250
BOUNDARY (1,3 m)			
SENGKANG	10D13-100		
MUTU BETON	45 MPa		
DECKING	40 mm		



## DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

TUGAS AKHIR  
RC184803

### DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tavio, ST. MT.PhD  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

### DIBUAT OLEH

Gufron Fitrono  
0311154000009

### NAMA GAMBAR

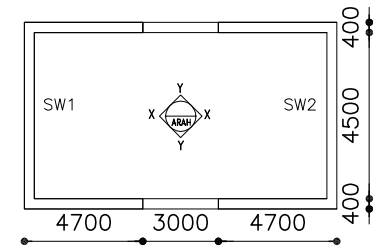
Potongan Shear Wall Arah X-X  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

### SKALA

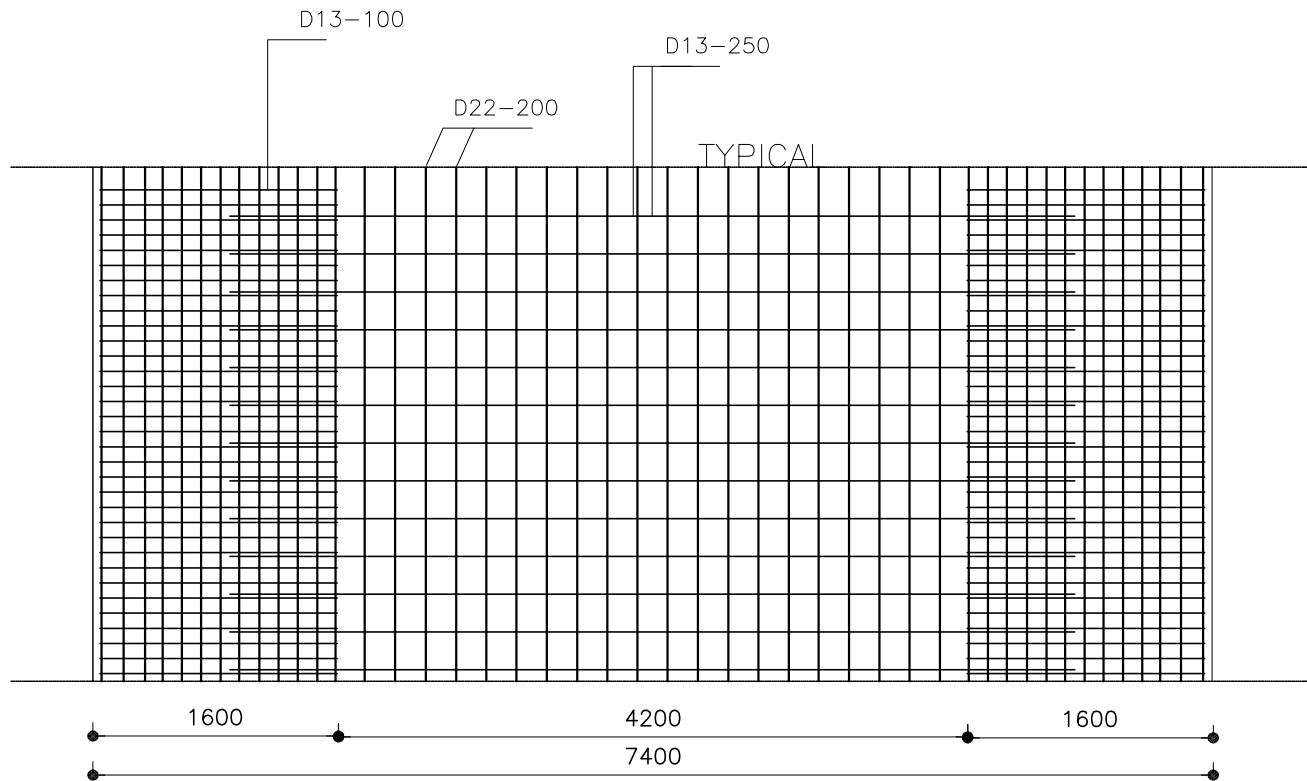
1 : 75

NO. GAMBAR

7 / 26

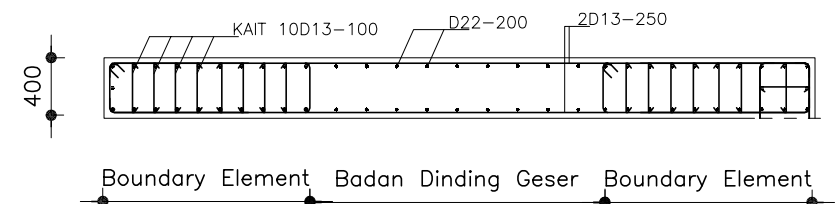


KEY PLAN



POTONGAN SHEAR WALL SW2  
SCALE 1 : 50

SHEAR WALL			
TULANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
BADAN (2,1 m)			
LONGITUDINAL	D22-200	D22-200	D22-200
TRANSVERSAL	2D13-250	2D13-250	2D13-250
BOUNDARY (1,3 m)			
SENGKANG	12D13-100		
MUTU BETON	45 MPa		
DECKING	40 mm		



## DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

TUGAS AKHIR  
RC184803

### DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tavio, ST. MT.PHD
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

### DIBUAT OLEH

Gufron Fitrono  
0311154000009

### NAMA GAMBAR

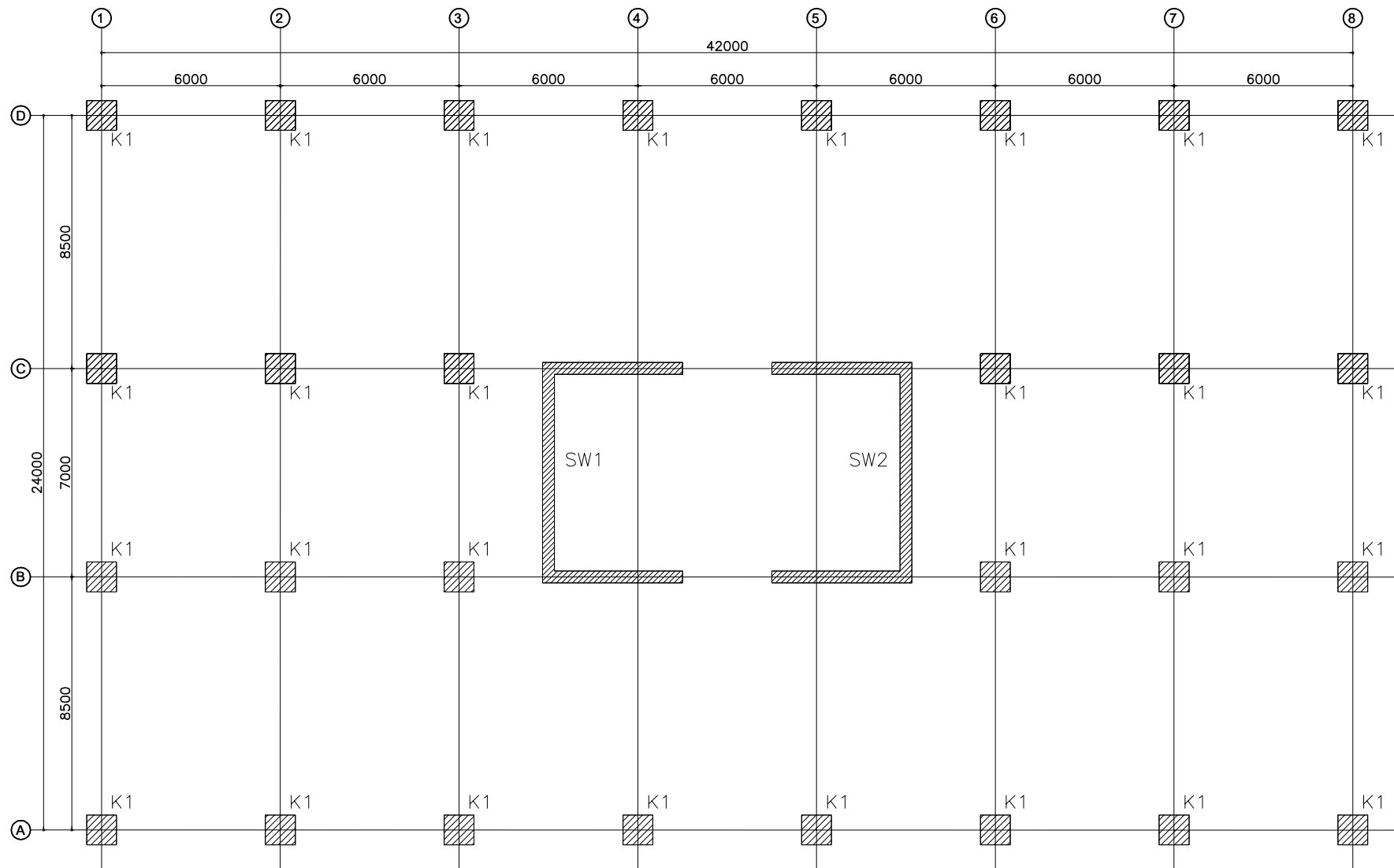
Potongan Shear Wall Arah Y-Y  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

### SKALA

1 : 50

### NO. GAMBAR

8 / 26



**DENAH KOLOM LT. LG - 4**  
SCALE 1 : 200

WALL	TEBAL
SW1	400
SW2	400

LANTAI	KOLOM
LANTAI B1 - LANTAI 4	1000 x 1000
LANTAI 5 - LANTAI 10	900 x 900
LANTAI 11 - LANTAI ATAP	800 x 800



## DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

### DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tavio, ST. MT.PhD  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

### DIBUAT OLEH

Gufron Fitrono  
0311154000009

### NAMA GAMBAR

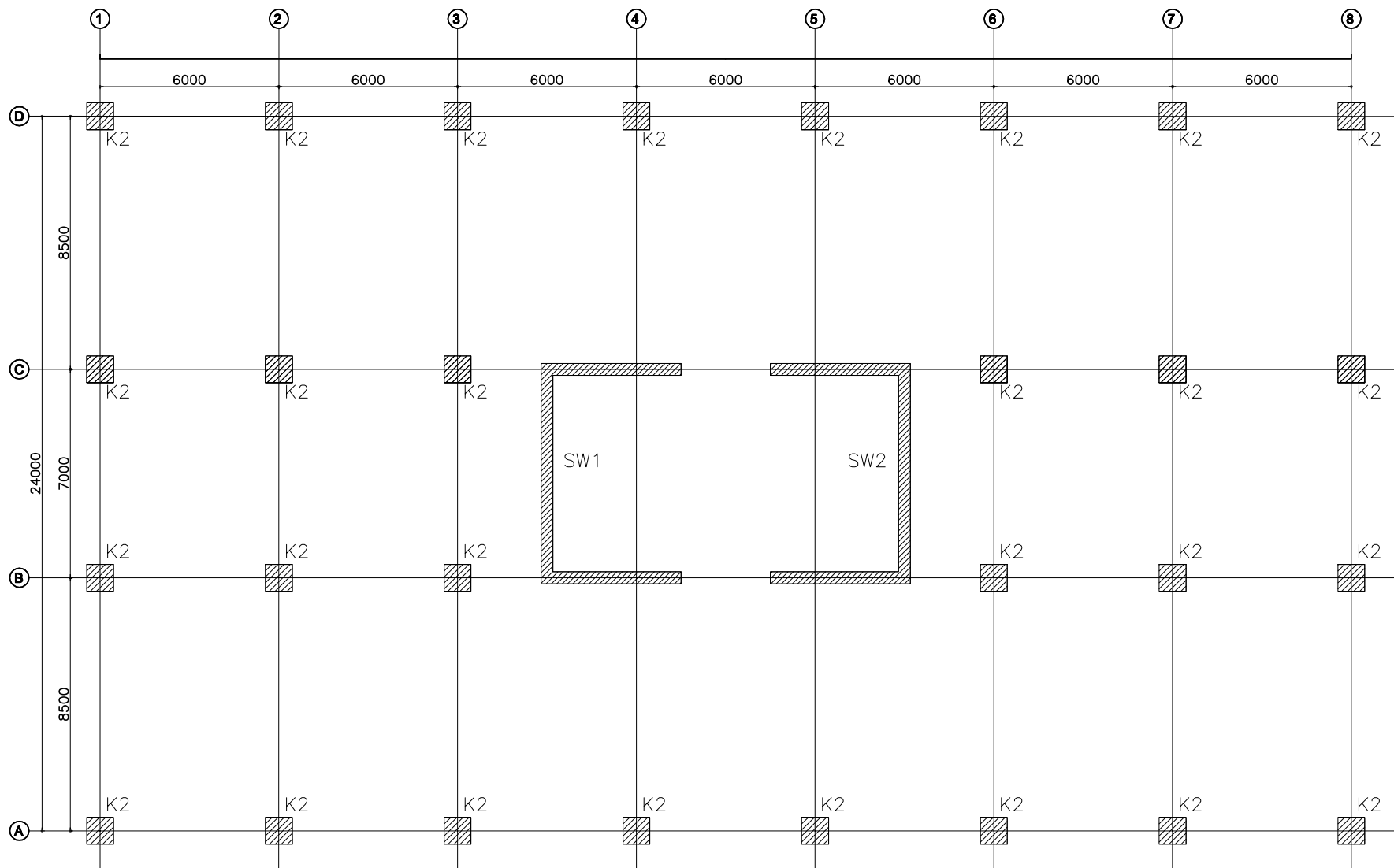
Denah Kolom LT. LG - LT. 4  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

### SKALA

1 : 200

**NO. GAMBAR**

9 / 26



**DENAH KOLOM LT. 5-10**  
SCALE 1 : 200

WALL	TEBAL
SW1	400
SW2	400

LANTAI	KOLOM
LANTAI B1 – LANTAI 4	1000 x 1000
LANTAI 5 – LANTAI 10	900 x 900
LANTAI 11 – LANTAI ATAP	800 x 800



**DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL**  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tavio, ST. MT.PhD  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

**DIBUAT OLEH**

Gufron Fitrono  
0311154000009

**NAMA GAMBAR**

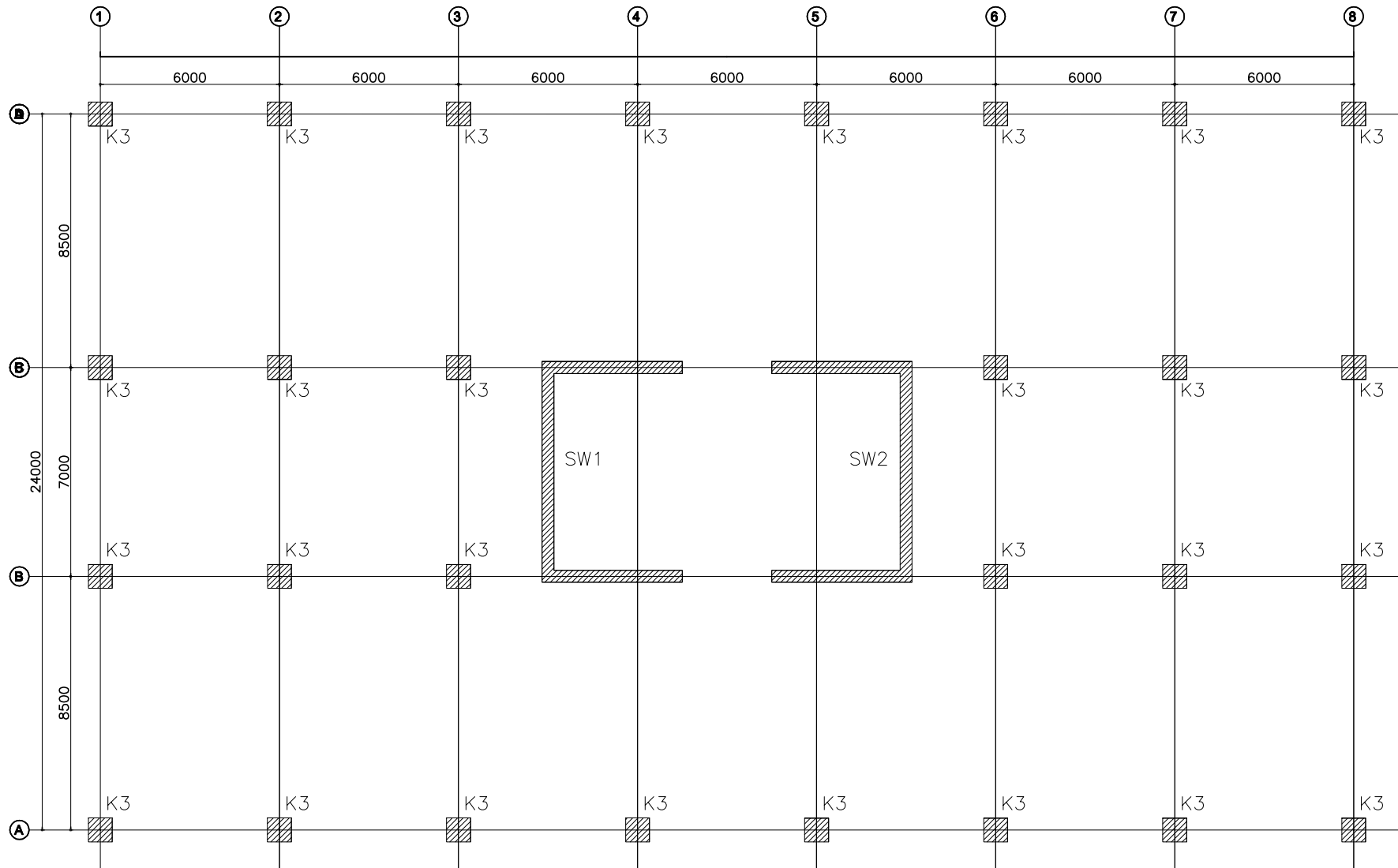
Denah Kolom Lt. 5 - Lt. 10  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

**SKALA**

1 : 200

**NO. GAMBAR**

10 / 26



**DENAH KOLOM LT. 11-ATAP**  
SCALE 1 : 200

WALL	TEBAL
SW1	400
SW2	400

LANTAI	KOLOM
LANTAI B1 – LANTAI 4	1000 x 1000
LANTAI 5 – LANTAI 10	900 x 900
LANTAI 11 – LANTAI ATAP	800 x 800



## DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

### DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tavio, ST. MT.PHD  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

### DIBUAT OLEH

Gufron Fitrono  
0311154000009

### NAMA GAMBAR

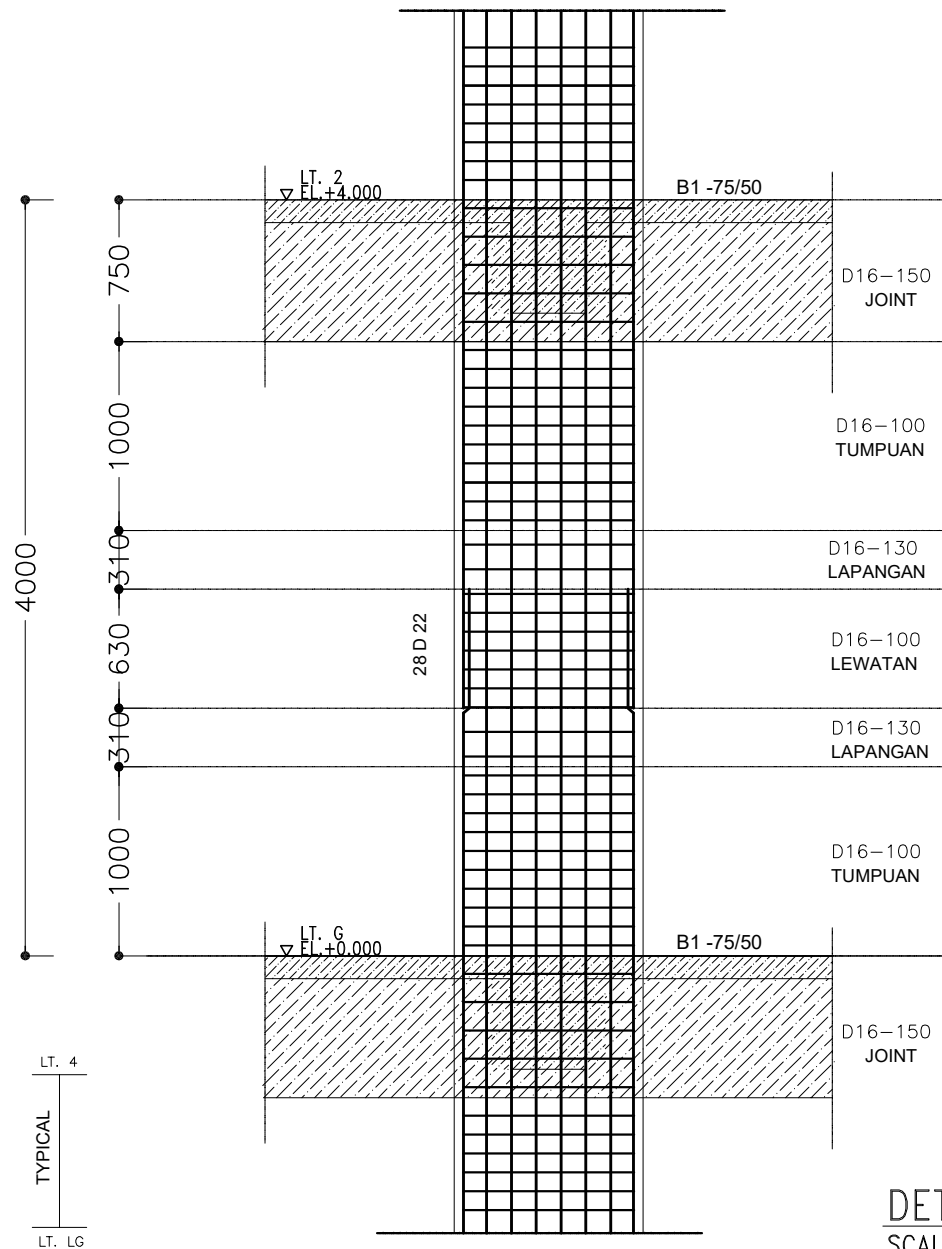
Denah Kolom Lt. 11 - Lt. Atap  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

### SKALA

1 : 200

**NO. GAMBAR**

11 / 26



TUMPUAN	
DIMENSI	1000 X 1000
TUL. UTAMA	28D22
SENGKANG	KAIT 5D16 – 100
DECKING	40 mm
MUTU BETON	45 MPa
LAPANGAN	
DIMENSI	1000 X 1000
TUL. UTAMA	28D22
SENGKANG	KAIT 5D16 – 130
DECKING	40 mm
MUTU BETON	45 MPa
LEWATAN/SAMBUNGAN	
DIMENSI	1000 X 1000
TUL. UTAMA	28D22
SENGKANG	KAIT 5D16 – 100
DECKING	40 mm
MUTU BETON	45 MPa

DETAIL KOLOM K1  
SCALE 1 : 40



## DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

TUGAS AKHIR  
RC184803

### DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tavio, ST. MT. PhD  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

### DIBUAT OLEH

Gufron Fitrono  
03111540000009

### NAMA GAMBAR

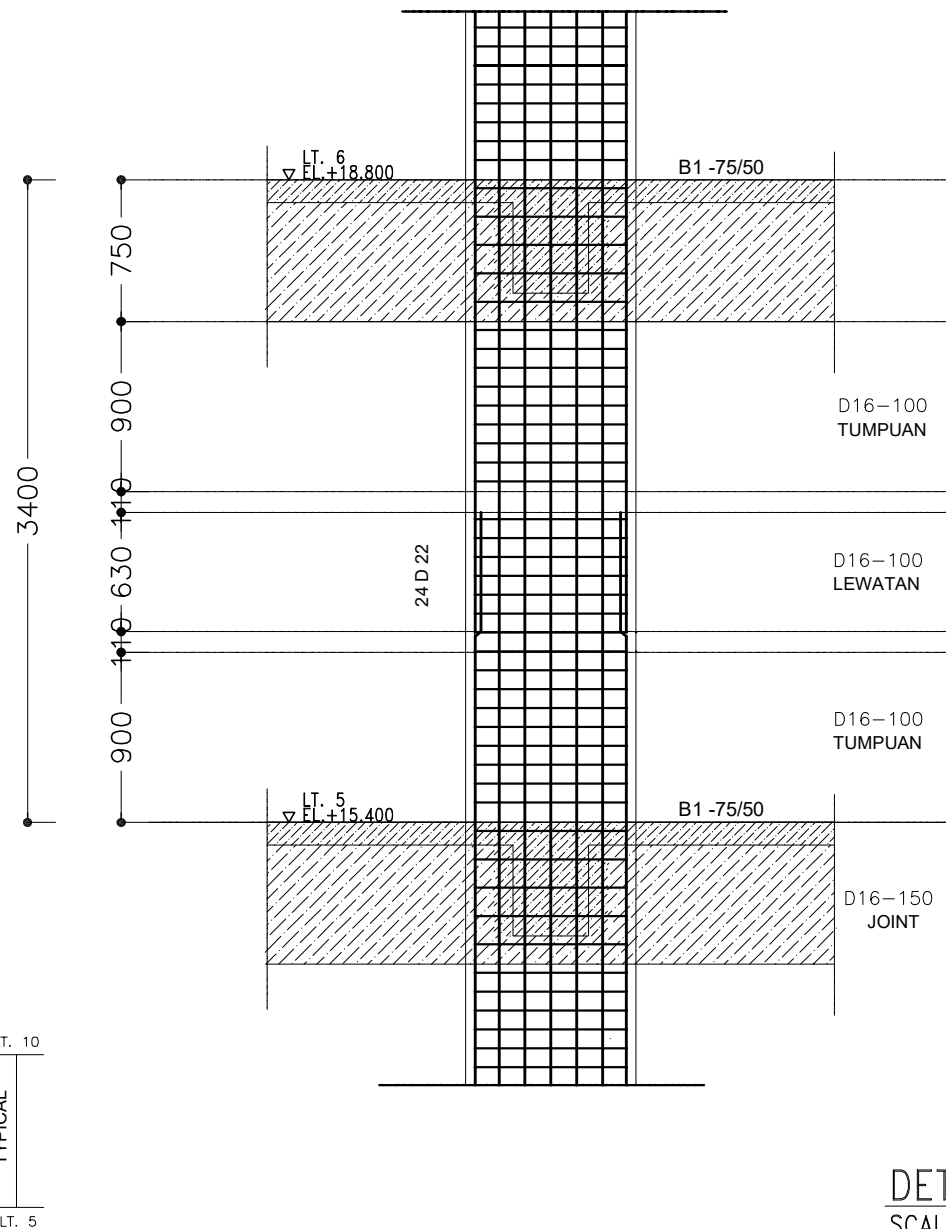
Detail Kolom K1  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

### SKALA

1 : 40

### NO. GAMBAR

12 / 26



TUMPUAN-LAPANGAN	
DIMENSI	900 X 900
TUL. UTAMA	24D22
SENGKANG	KAIT 5D16 – 100
DECKING	40 mm
MUTU BETON	45 MPa
LEWATAN/SAMBUNGAN	
DIMENSI	900 X 900
TUL. UTAMA	24D22
SENGKANG	KAIT 5D16 – 100
DECKING	40 mm
MUTU BETON	45 MPa

DETAIL KOLOM K2  
SCALE 1 : 40



## DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

TUGAS AKHIR  
RC184803

### DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tavio, ST. MT.PhD
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

### DIBUAT OLEH

Gufron Fitrono  
0311154000009

### NAMA GAMBAR

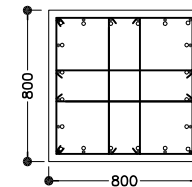
Detail Kolom K1  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

### SKALA

1 : 40

NO. GAMBAR

13 / 26



DETAIL KOLOM K3  
SCALE 1 : 40



BALOK PRIMER B1 75/50		
TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
BALOK SEKUNDER B2 60/40		
TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
BALOK PRIMER B3 75/50		
TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN

BALOK PRIMER B4 60/40		
TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
BALOK SEKUNDER B5 50/30		
TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
BALOK SEKUNDER B6 45/30		
TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN

## DAFTAR DETAIL PENULANGAN BALOK

SCALE 1 : 40



### DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

TUGAS AKHIR  
RC184803

#### DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tavio, ST. MT.PHD  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

#### DIBUAT OLEH

Gufron Fitrono  
03111540000009

#### NAMA GAMBAR

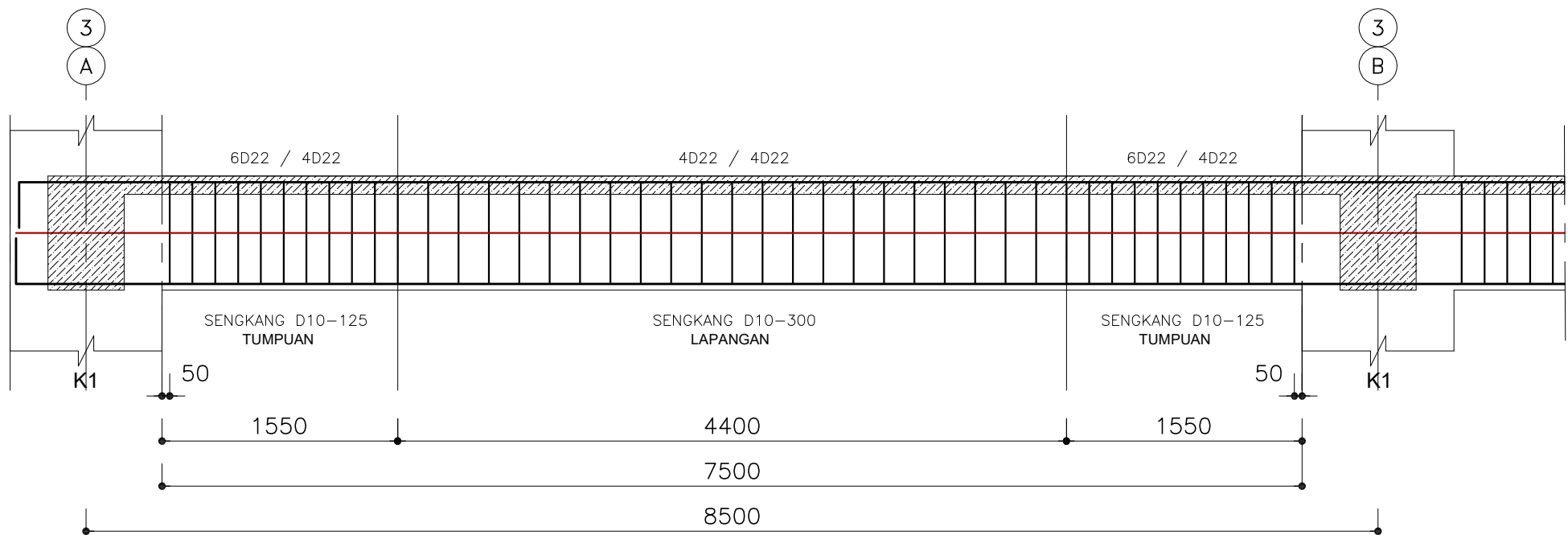
Daftar Detail Penulangan Balok  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

#### SKALA

1 : 40

NO. GAMBAR

15 / 26



## DETAIL BALOK PRIMER B1

SCALE 1 : 40

POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
Tulangan Atas	6D22	6D22	6D22			
Tulangan Bawah	4D22	4D22	4D22			
Tulangan Torsi	2D13	2D13	2D13			
Sengkang	D10-125	D10-300	D10-125			
Decking	40 mm					
Mutu Beton	35 MPa					



### DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

#### DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tavio, ST. MT.PhD  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

#### DIBUAT OLEH

Gufron Fitrono  
0311154000009

#### NAMA GAMBAR

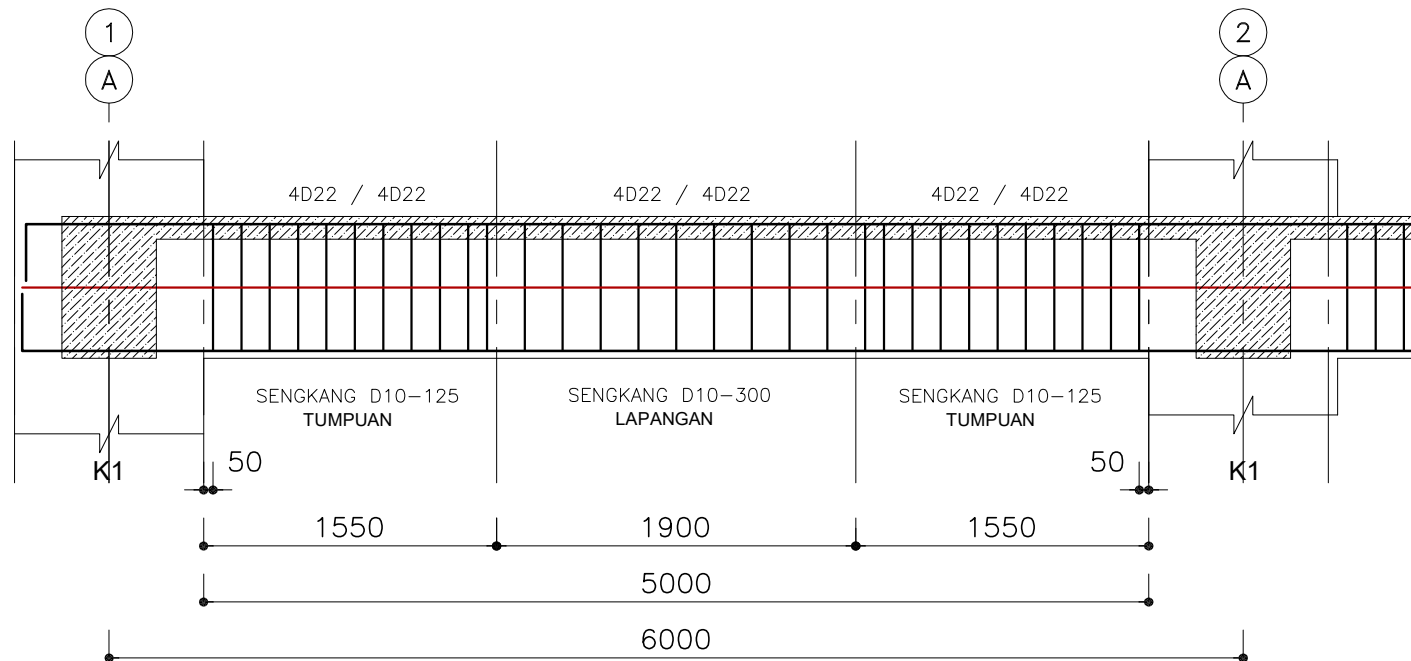
Detail Balok Primer B1  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

#### SKALA

1 : 40

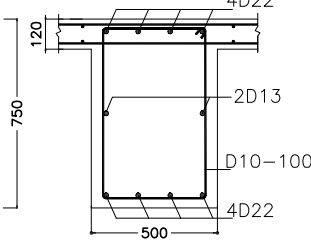
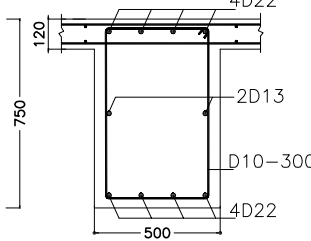
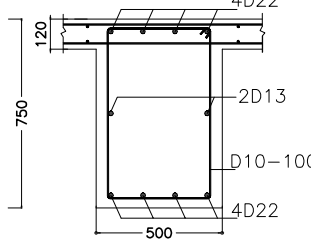
#### NO. GAMBAR

16 / 26



## DETAIL BALOK PRIMER B3

SCALE 1 : 40

POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
Tulangan Atas	4D22	4D22	4D22			
Tulangan Bawah	4D22	4D22	4D22			
Tulangan Torsi	2D13	2D13	2D13			
Sengkang	D10–100	D10–300	D10–100			
Decking	40 mm					
Mutu Beton	35 MPa					



### DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

### DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tavio, ST. MT.PhD  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

### DIBUAT OLEH

Gufron Fitrono  
03111540000009

### NAMA GAMBAR

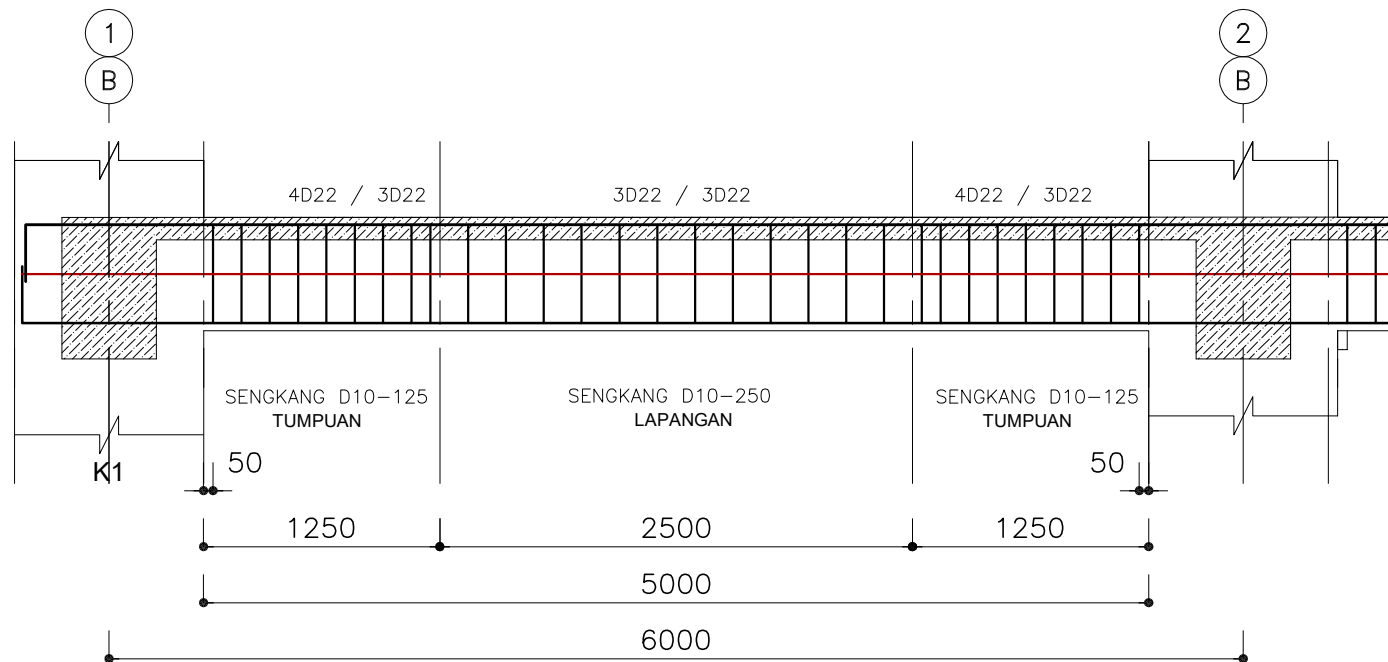
Detail Balok Primer B3  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

### SKALA

1 : 40

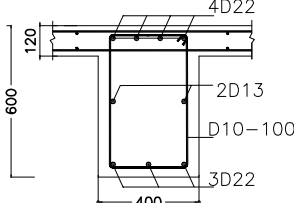
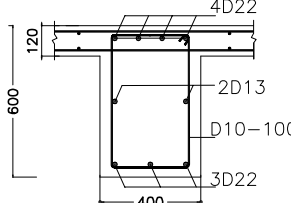
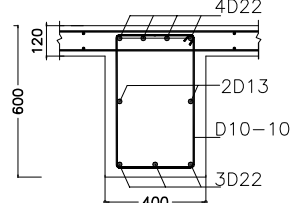
**NO. GAMBAR**

17 / 26



## DETAIL BALOK PRIMER B4

SCALE 1 : 40

POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
Tulangan Atas	4D22	3D22	4D22			
Tulangan Bawah	3D22	3D22	3D22			
Tulangan Torsi	2D13	2D13	2D13			
Sengkang	D10-125	D10-250	D10-125			
Decking	40 mm					
Mutu Beton	35 MPa					



### DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

#### DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tavio, ST. MT.PhD  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

#### DIBUAT OLEH

Gufron Fitrono  
0311154000009

#### NAMA GAMBAR

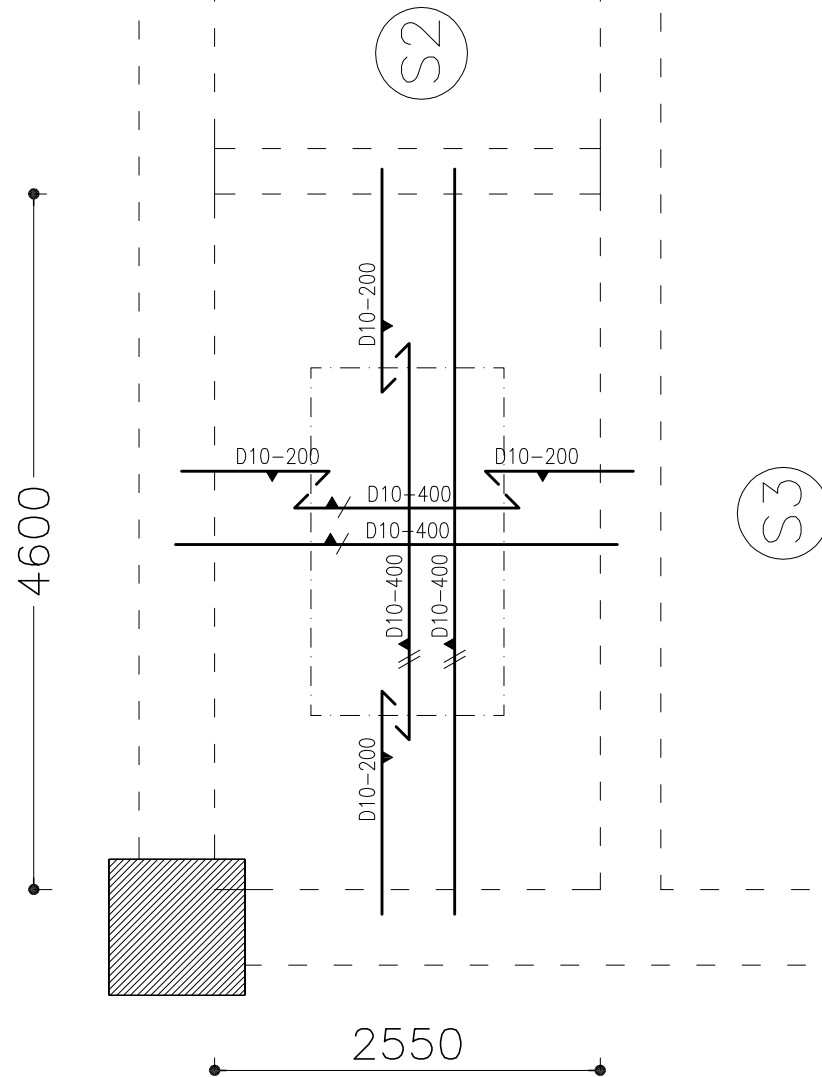
Detail Balok Primer B4  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

#### SKALA

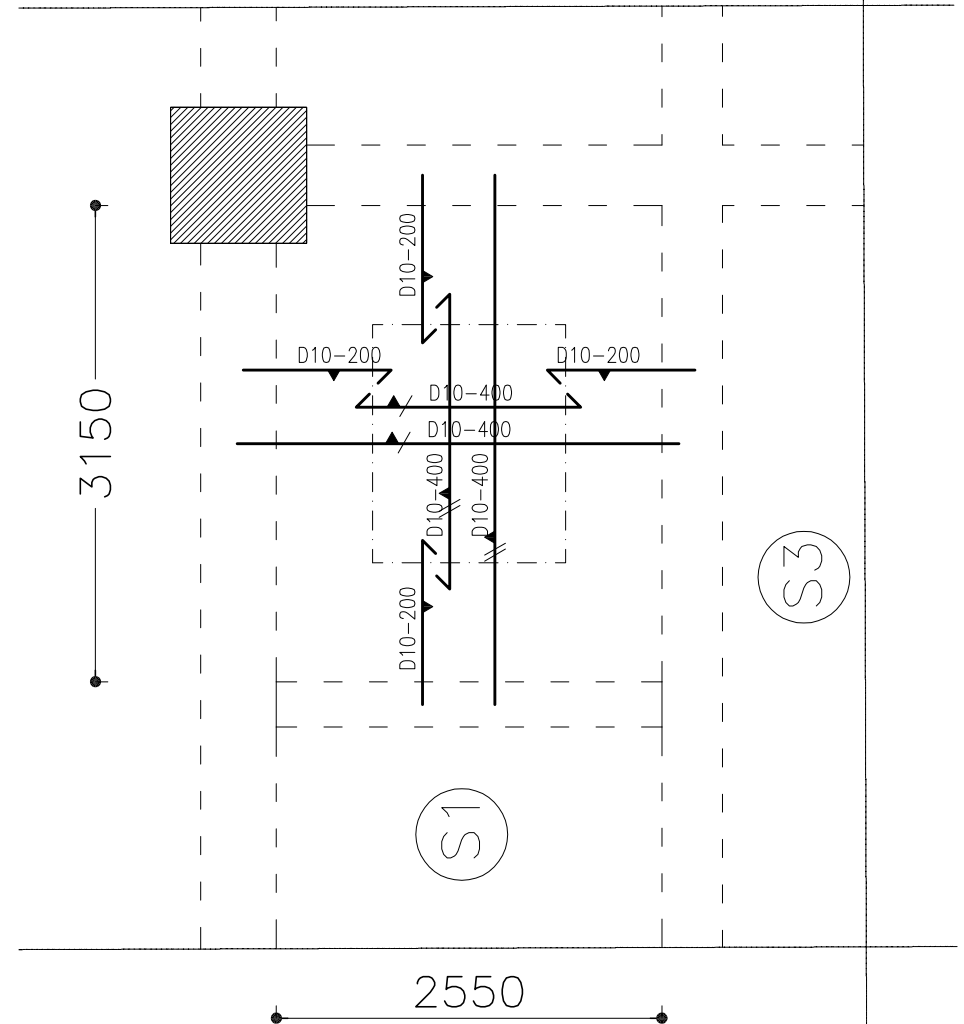
1 : 40

**NO. GAMBAR**

18 / 26



DETAIL PELAT S1  
SCALE 1 : 50



DETAIL PELAT S2  
SCALE 1 : 50



**DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL**  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tavio, ST. MT.PhD  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

**DIBUAT OLEH**

Gufron Fitrono  
03111540000009

**NAMA GAMBAR**

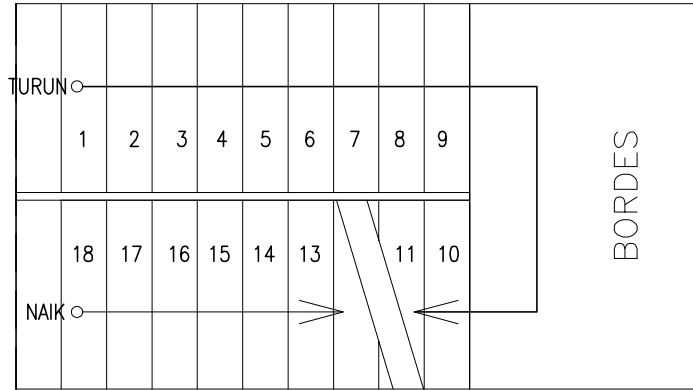
Detail Pelat  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

**SKALA**

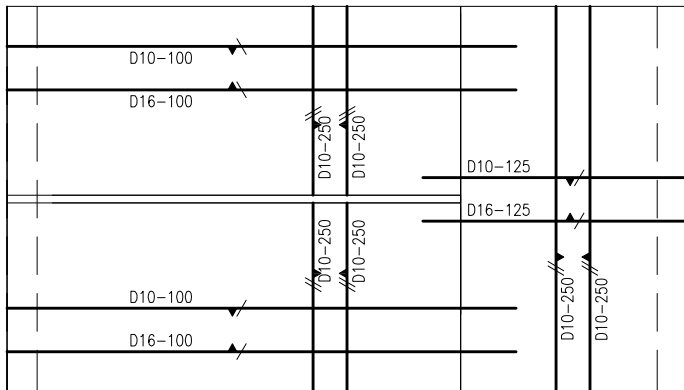
1 : 50

**NO. GAMBAR**

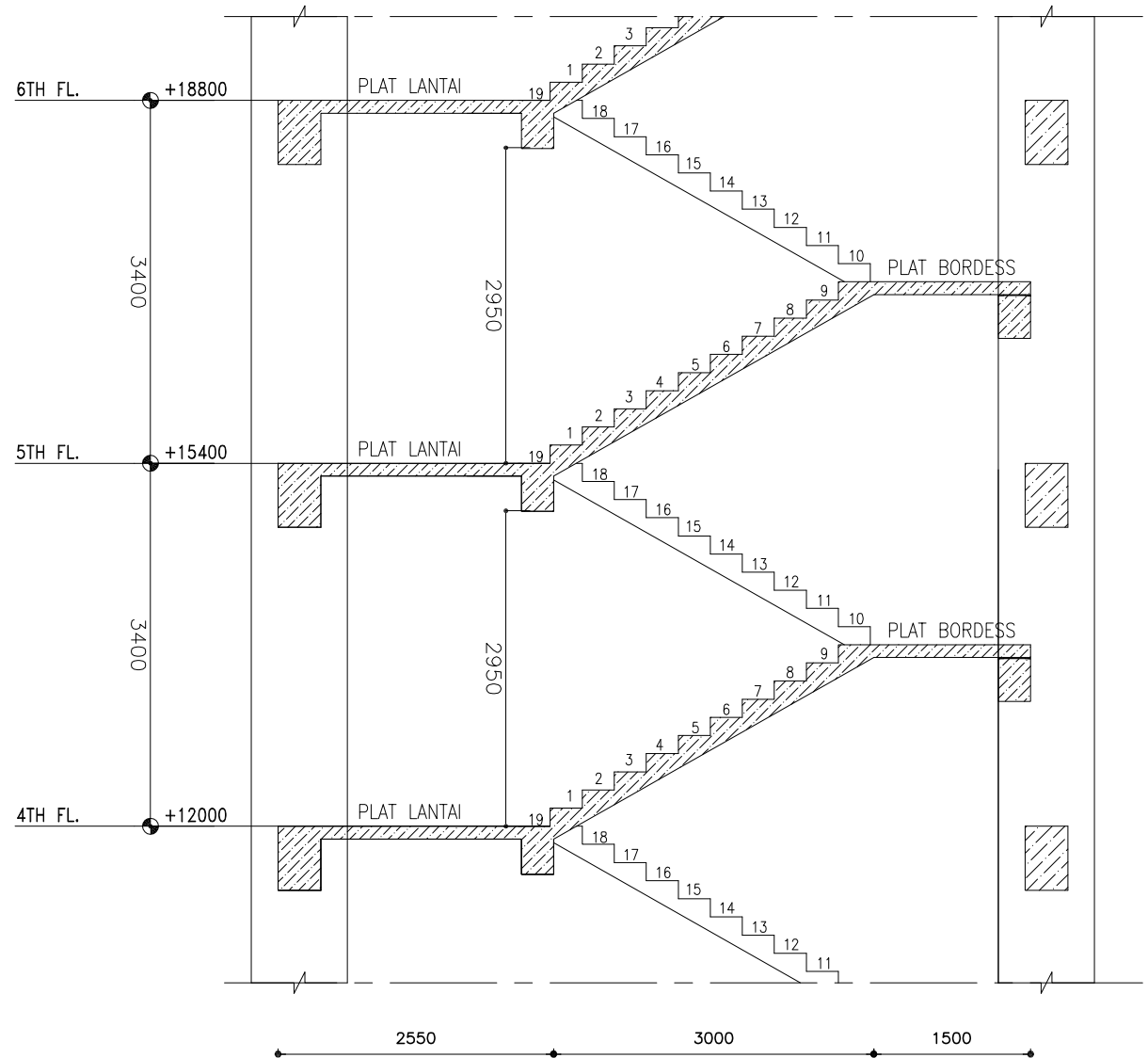
19 / 26



**RENCANA TANGGA**  
SCALE 1 : 50



**DENAH PENULANGAN**  
SCALE 1 : 50



**POTONGAN A**  
SCALE 1 : 75



**DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL**

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tavio, ST. MT.PHD  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

**DIBUAT OLEH**

Gufron Fitrono  
0311154000009

**NAMA GAMBAR**

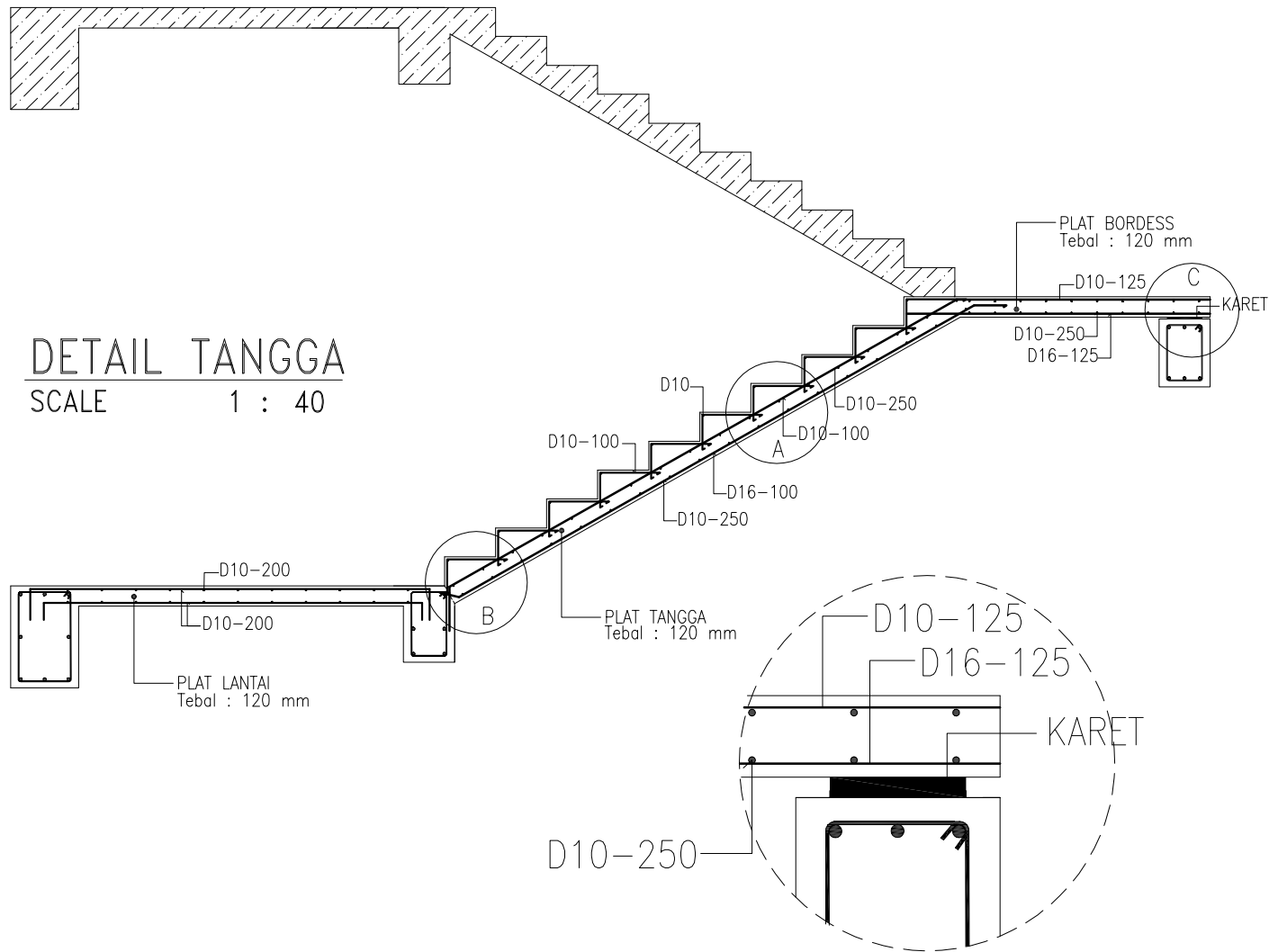
Rencana Tangga  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

**SKALA**

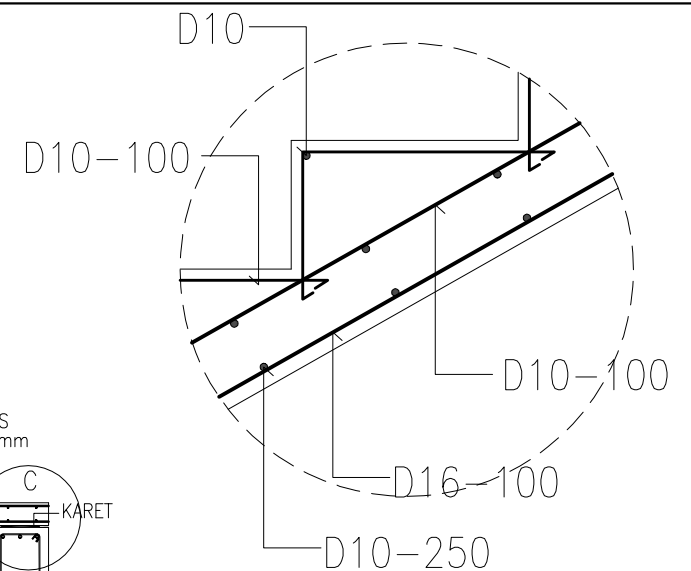
NTS

**NO. GAMBAR**

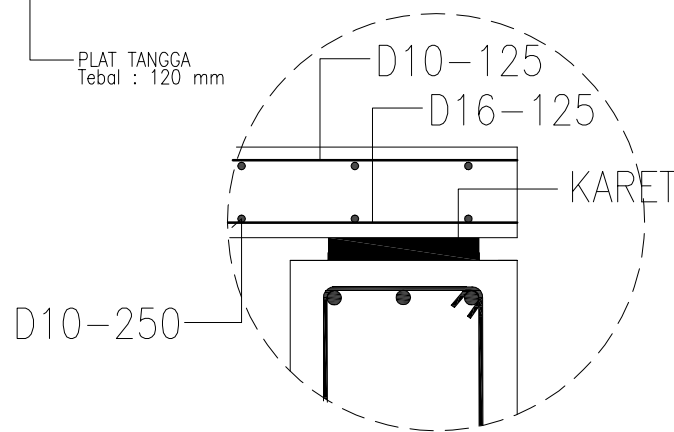
20 / 26



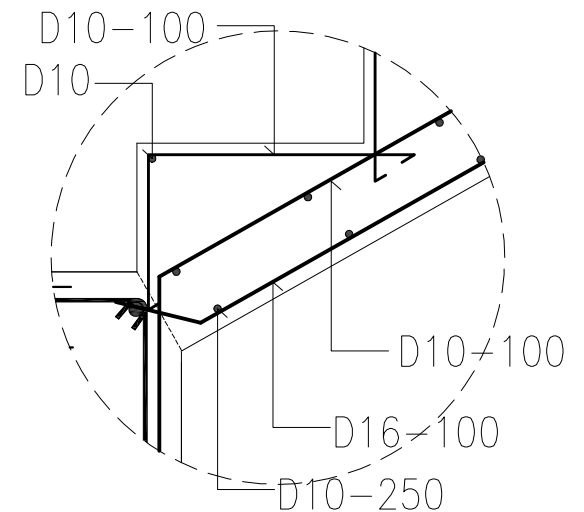
**DETAIL TANGGA**  
SCALE 1 : 40



**DETAIL A**  
SCALE 1 : 10



**DETAIL C**  
SCALE 1 : 10



**DETAIL B**  
SCALE 1 : 10



**DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL**

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tavio, ST. MT.PHD
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

**DIBUAT OLEH**

Gufron Fitrono  
0311154000009

**NAMA GAMBAR**

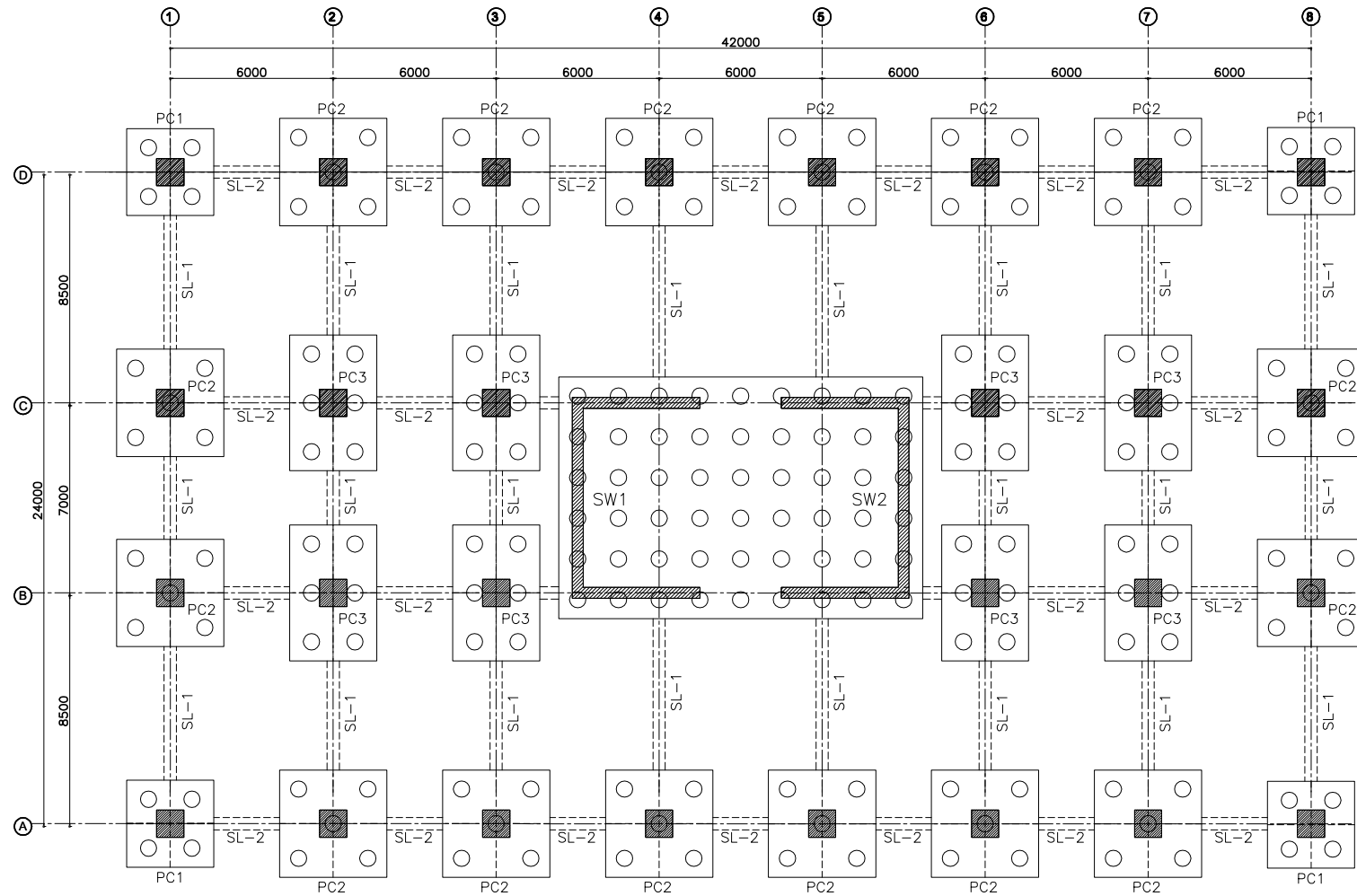
Detail Tangga  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

**SKALA**

NTS

**NO. GAMBAR**

21 / 26



**DENAH TIANG PANCANG**  
SCALE 1 : 250

PILECAP	UKURAN
PC1	3200 X 3200
PC2	3950 X 3950
PC3	3200 X 5000

SLOOF	UKURAN
SL-1	450 X 600
SL-2	300 X 500



## DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

### DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tavio, ST. MT.Phd  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. Phd

### DIBUAT OLEH

Gufron Fitrono  
0311154000009

### NAMA GAMBAR

Denah Tiang Pancang  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

### SKALA

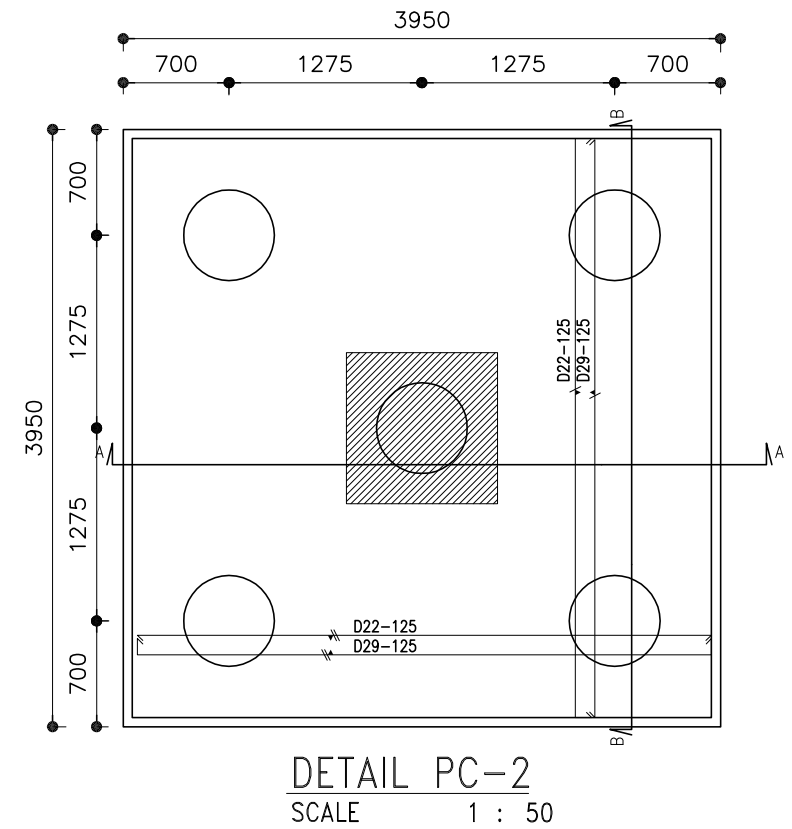
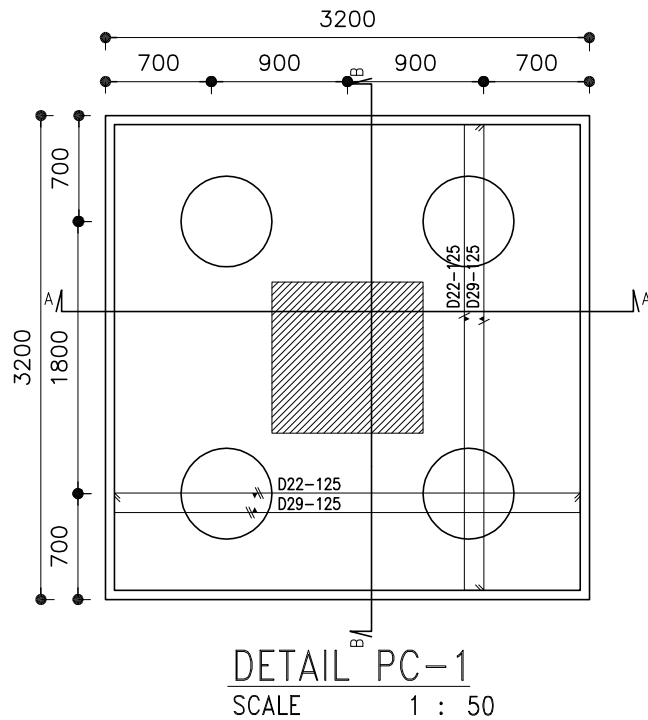
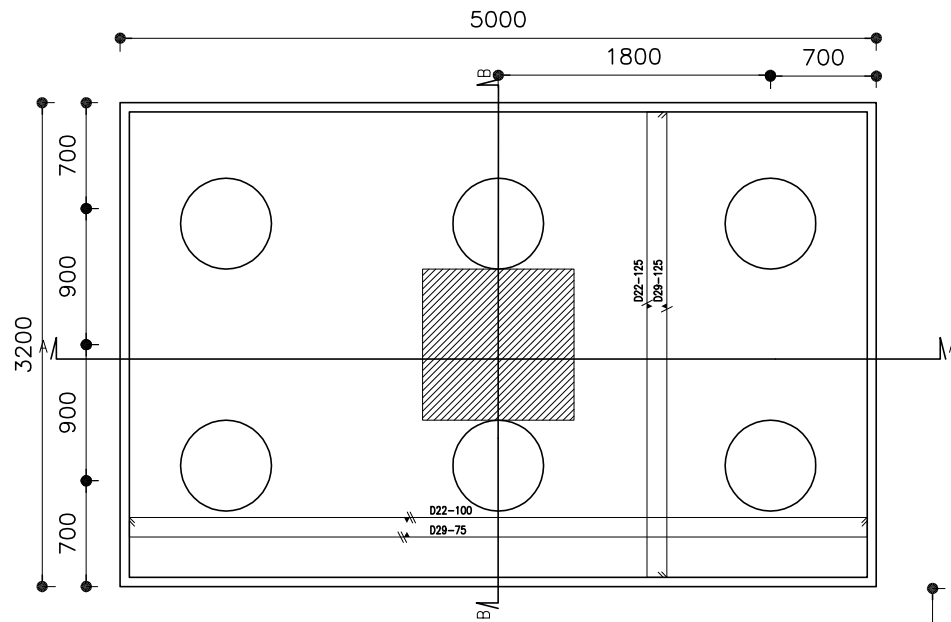
1 : 250

**NO. GAMBAR**

22 / 26



DETAIL PC-3  
SCALE 1 : 50



**DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL**  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tavio, ST. MT.PhD
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

**DIBUAT OLEH**

Gufron Fitrono  
0311154000009

**NAMA GAMBAR**

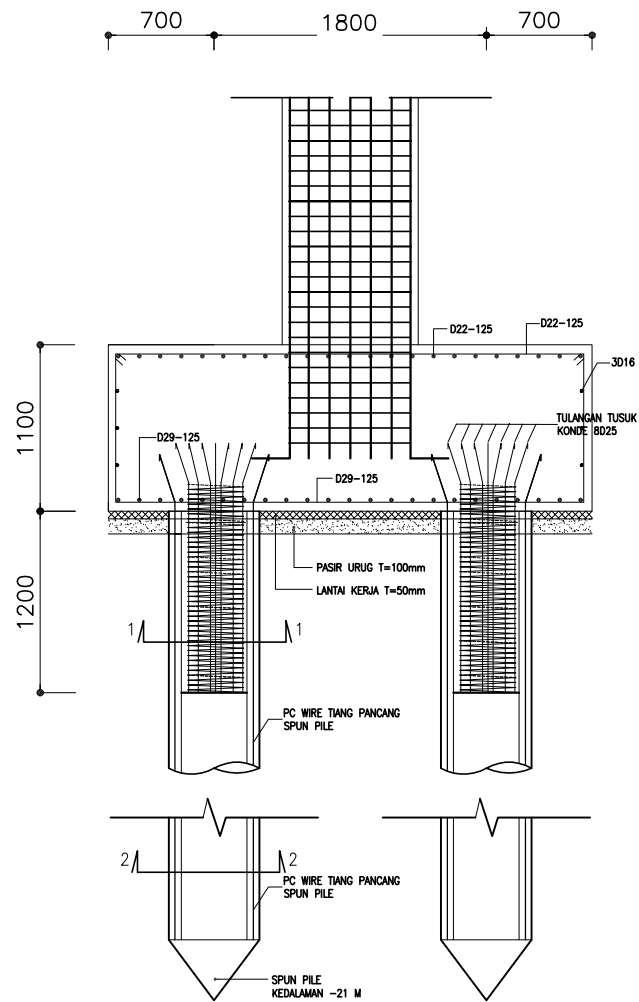
Detail Pilecap  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

**SKALA**

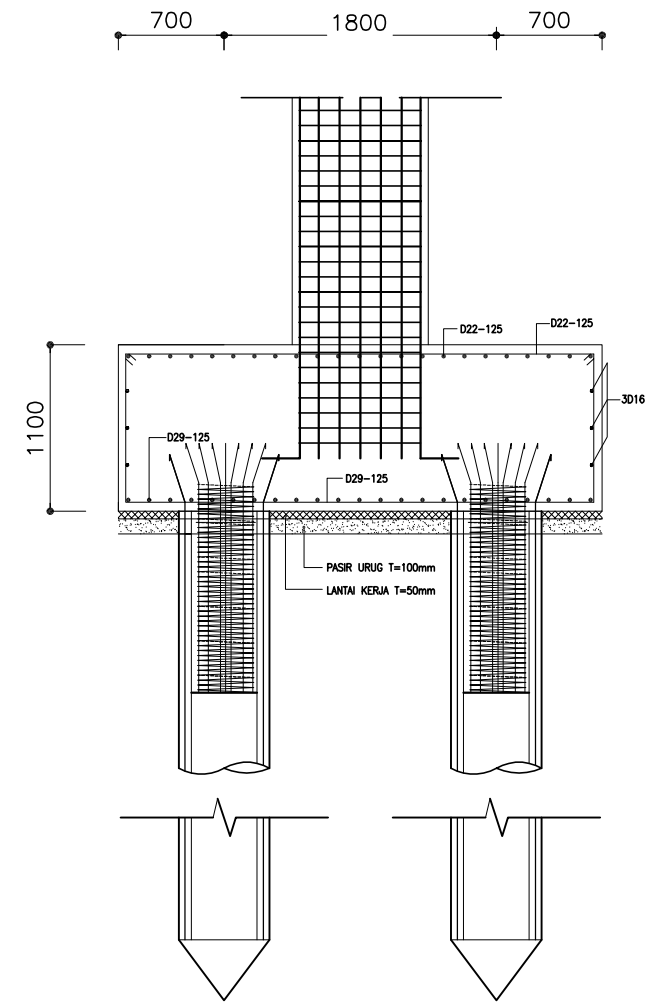
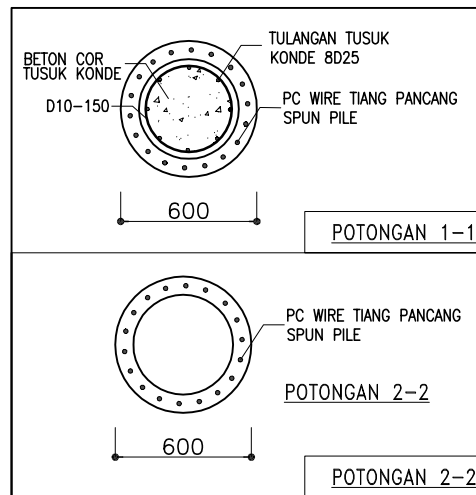
1 : 50

**NO. GAMBAR**

23 / 26



POTONGAN A PC-1  
SCALE 1 : 50



POTONGAN B PC-1  
SCALE 1 : 50



## DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

TUGAS AKHIR  
RC184803

### DOSEN PEMBIMBING

- Prof. Tavio, ST. MT.PhD
- Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

### DIBUAT OLEH

Gufron Fitrono  
0311154000009

### NAMA GAMBAR

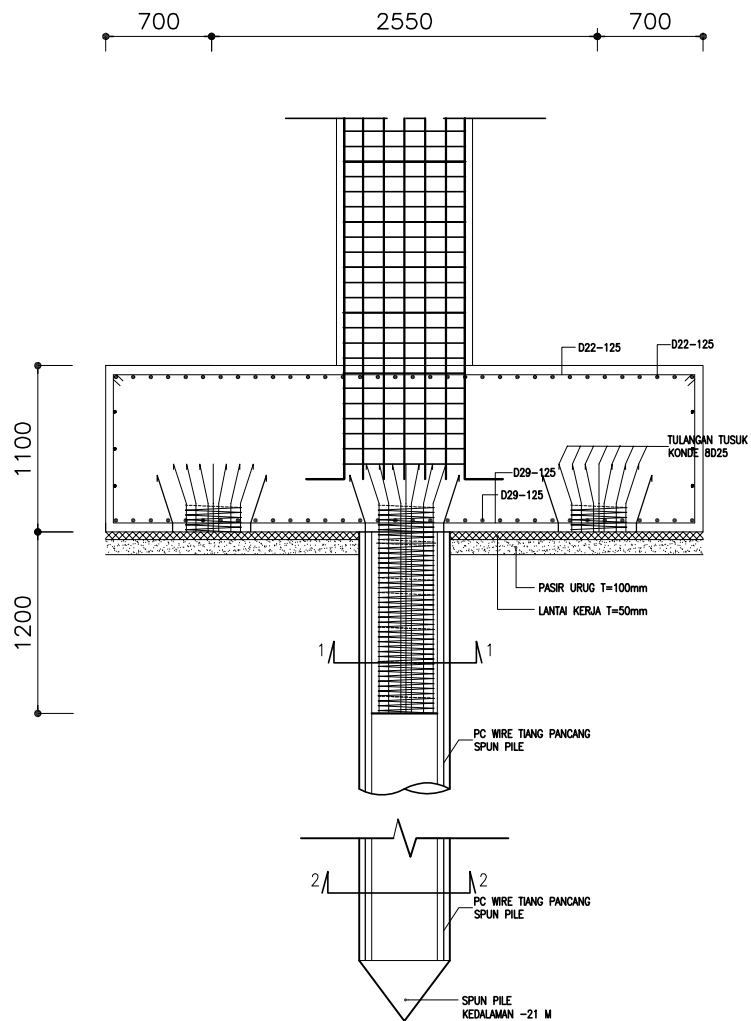
Potongan PC-1  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

### SKALA

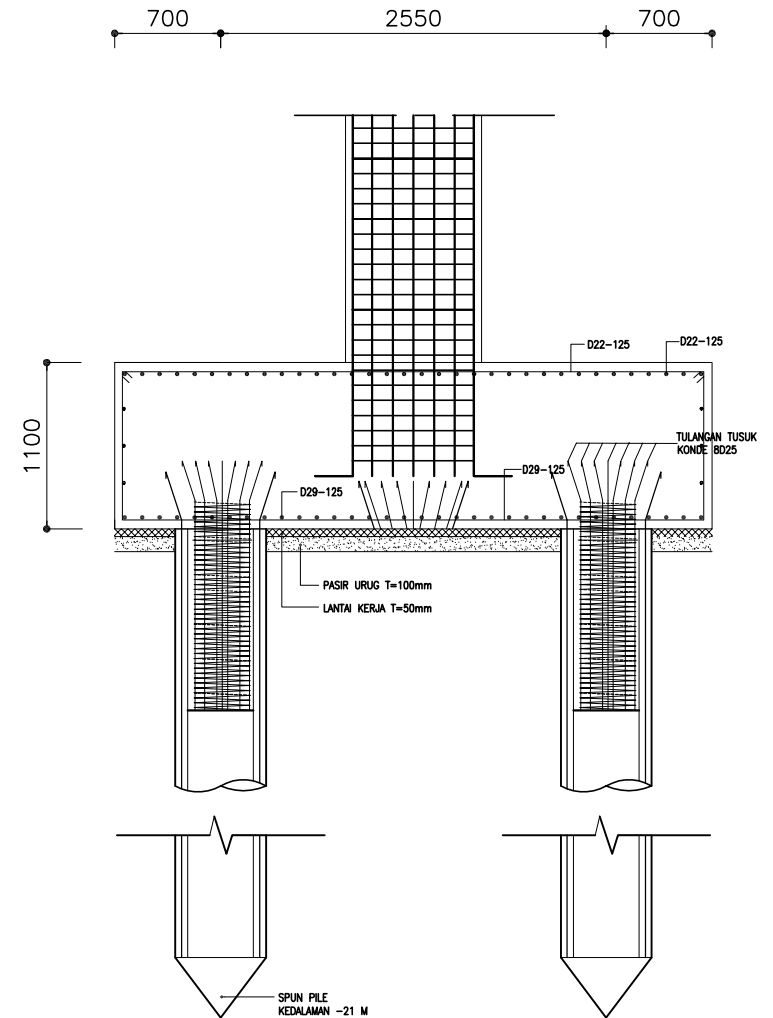
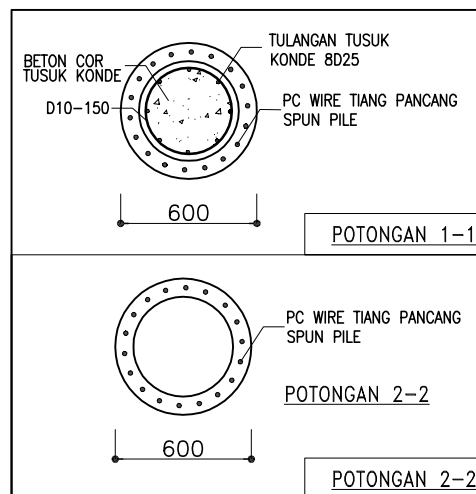
1 : 50

### NO. GAMBAR

24 / 26



**POTONGAN A PC-2**  
SCALE 1 : 50



**POTONGAN B PC-2**  
SCALE 1 : 50



## DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

### DOSEN PEMBIMBING

- Prof. Tavio, ST. MT.PhD
- Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

### DIBUAT OLEH

Gufron Fitrono  
0311154000009

### NAMA GAMBAR

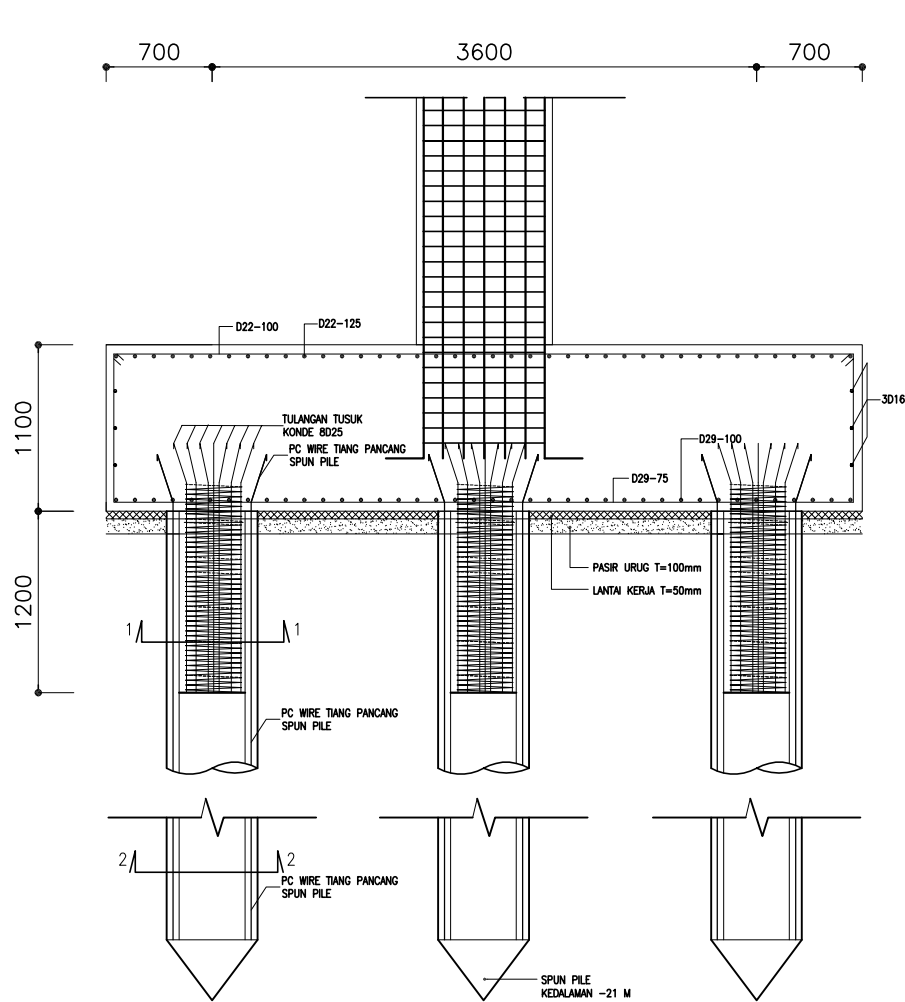
Potongan PC-2  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

### SKALA

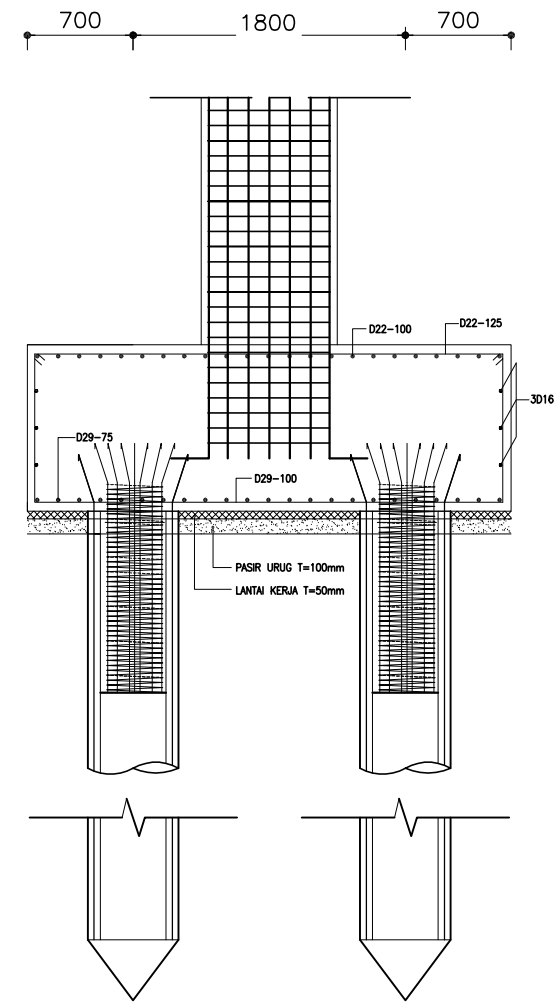
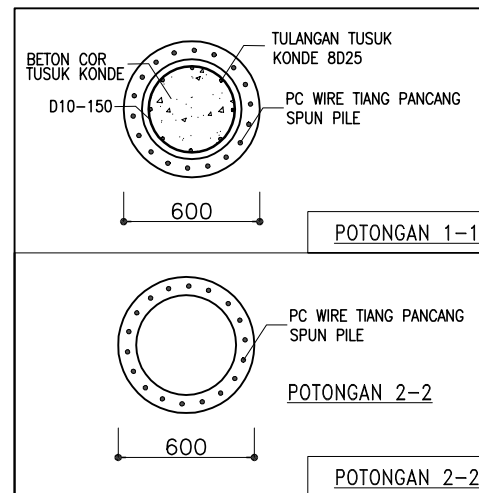
1 : 50

### NO. GAMBAR

25 / 26



**POTONGAN A PC-3**  
SCALE 1 : 50



**POTONGAN B PC-3**  
SCALE 1 : 50



**DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL**  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**TUGAS AKHIR**  
RC184803

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tavio, ST. MT. PhD  
2. Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

**DIBUAT OLEH**

Gufron Fitrono  
0311154000009

**NAMA GAMBAR**

Potongan PC-3  
Grand Sungkono Lagoon, Surabaya

**SKALA**

1 : 50

**NO. GAMBAR**

26 / 26



Form AK/TA-04  
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

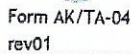
Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Prof. Tario, ST., MT., Ph.D
NAMA MAHASISWA	: Gufon Fitriano
NRP	: 031154000009
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Grand Sungkeno Lagoon Tower Caspian dengan Menggunakan Performed Based Design dan Dual System
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:


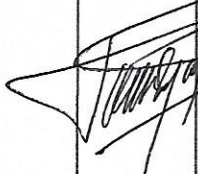

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	1/10/2018	- Mengolah data tanah - Preliminary Design		
2	9/10/2018	- Perencanaan Plat Lantai balok lift. - Perhitungan tangga		
3	22/10/2018	- Pembebanan struktur - Pemodelan struktur		
4	31/10/2018	- Pemodelan struktur - Perhitungan DOBD		
5	5/11/2018	- Perhitungan DOBD		
6	14/11/2018	- Perhitungan Struktur Primer		
7	16/11/2018	- Perhitungan Struktur Primer		



Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111  
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Prof. Tawid, ST. MT. PhD
NAMA MAHASISWA	: Gufron Fitriano
NRP	: 03111540000009
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Grand Singkono Lagoon Tower Caspian dengan Menggunakan Performanced Based Design dan Dual System
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
8	22/11/18	Perhitungan struktur primer (Kolom)		
9	5/12/18	Analisa Pushover		
10.		Desain Pondasi		





Form AK/TA-04  
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD
NAMA MAHASISWA	: Gufron Fitriano
NRP	: 03111540000009
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Grand Surguhono Lagoon Tower Cospian dengan Menggunakan Performance Based Design dan Dual System
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	2/10/2018	Mengolah data tanah - Preliminary design		H A R U N A L R A S Y I D
2	16/10/2018	- Perencanaan struktur sekunder		
3	5/11/2018	- Permodelan struktur		
4	23/11/2018	- Pembebanan - Perhitungan DDBD		
5	17/12/2018	- Analisa Pushover - Perencanaan Pondasi - Gambar		

## BIODATA PENULIS



### **Gufron Fitriono,**

Lahir di Ponorogo, pada tanggal 18 Februari 1996, merupakan anak kedua dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Muhammadiyah 1 Ponorogo, SMP Negeri 1 Ponorogo, dan SMA Negeri 1 Ponorogo. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Departemen Teknik Sipil FTSLK Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS) pada tahun 2015 dan terdaftar dengan NRP 311154000009. Selama menempuh studi, penulis aktif di

organisasi kemahasiswaan Himpunan Mahasiswa Sipil (HMS). Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas akhir “Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Grand Sungkono Lagoon Tower Caspian dengan Menggunakan *Performance Based Design* dan *Dual System*”

Penulis sangat berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca serta bagi penulis sendiri. Apabila pembaca ingin berkorespondensi dengan penulis, dapat melalui :

Email : [gufronfitriono@gmail.com](mailto:gufronfitriono@gmail.com)